



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Recinto Universitario “Pedro Arauz Palacios”

Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

***“Diseño de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial del Barrio Villa Vallarta
en la Ciudad de Managua”.***

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. José Manuel Jáenz Acevedo. (2003-19193)

Br. Luis Carlos Lee Lazo. (2003-18399)

Tutor:

Ing. José Ángel Baltodano Maldonado.

Managua 15 de Enero de 2011.

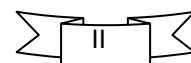


DEDICATORIA

Doy gracias a:

- A mi Señor Jesucristo por las fuerzas y la vida que me ha dado para realizar este trabajo monográfico.
- A mis padres Mariana Acevedo y Erlin Ramírez por su motivación y apoyo durante todos estos años de estudio.
- A mi esposa Dayana Rosales y a mi niña Susan Jáenz por su comprensión y motivación.
- A mi tutor Ing. José Ángel Baltodano Maldonado por su orientación y ayuda.

José Manuel Jáenz Acevedo



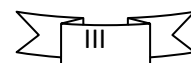


DEDICATORIA

Doy gracias a:

- Dios por las fuerzas y la vida que me ha dado para realizar este trabajo monográfico.
- A mi madre Reyna Lazo por su motivación y apoyo durante todos estos años de estudio.
- A mi tutor Ing. José Ángel Baltodano Maldonado por su orientación y ayuda.

Luis Carlos Lee Lazo





RESUMEN DEL TEMA

El presente trabajo monográfico consiste en el *Diseño de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial del Barrio Villa Vallarta en la Ciudad de Managua*, en el cual se demuestra la necesidad de dichos sistemas para el Barrio, también se diseñó una estación de bombeo ante la imposibilidad de llevar las aguas por gravedad hacia el interceptor No. 2 que lleva las aguas residuales hacia la planta de tratamiento de la Ciudad de Managua, además se explica la metodología, resultados y conclusiones. El presente estudio monográfico se subdividió en cinco capítulos, los cuales se explican a continuación:

Capítulo I: Se hace una breve introducción sobre el tema objeto de estudio y sus antecedentes, puntualizando Objetivos generales y específicos, justificación, localización del proyecto, así como alcance y limitaciones del estudio.

Capítulo II: En este capítulo se aborda de manera general los criterios de diseño de ambos sistemas (Sistema de drenaje Pluvial y Sistema de Alcantarillado Sanitario). También se abordan temas que sustentan la propuesta sobre el diseño del sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, además se explica criterios de diseño para de estaciones de bombeo, cuneta y tragantes.

Capítulo III: Se explica la metodología empleada en el estudio de gabinete y de campo, explicando los criterios y fórmulas empleadas, de acuerdo a las normas locales y nacionales, en el levantamiento topográfico, estudio de suelos, diseño de estación de bombeo, diseño de cuneta y tragantes, red de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, y los software a utilizar tales como H-Canales, Hojas de cálculo de Excel, Autodesk Land Desktop 2004 y ABSEL-pro.

Capítulo IV: En este capítulo se reflejan los resultados obtenidos en encuestas, entrevistas y análisis documental. Así como los resultados de los cálculos realizados en los software, y la propuesta de diseño final.

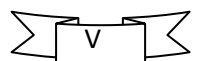
Capítulo V: Sobre la base de los resultados obtenidos se formularon las conclusiones y algunas recomendaciones las cuales convendría se implementaran para reducir en un mediano plazo el problema de insalubridad, erosión y deterioro de las calles originado por la falta de un sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial.

Al final presentamos algunas tablas, imágenes, planos, entre otros, los cuales se consideraron necesarios para la explicación del tema.



INDICE GENERAL DE CONTENIDO

CAPITULO I	Página
1.1. Introducción.....	1
1.1.1 Generalidades.....	1
1.1.2 Antecedentes.....	1
1.1.3 Justificación.....	2
1.1.4 Objetivos.....	3
1.1.5 Alcances y limitaciones.....	4
1.2. Información general del área del proyecto.....	4
1.2.3 Servicios básicos e infraestructura.....	6
 CAPITULO II	
2. Marco teórico.....	8
2.1 Definición.	8
2.2 Los componentes de una red de alcantarillado sanitario.....	8
2.3 Normas generales de diseño.....	8
2.4 Red de alcantarillado sanitario.....	17
2.5 Red de alcantarillado pluvial.....	26
2.6 Cunetas.....	31
2.7. Tragantes.....	34
2.8 Naturaleza de los suelos.....	39
2.9 Bombas y estaciones de bombeo.....	40
2.10 Diagnóstico de impacto ambiental.....	49
2.11 INTERCEPTOR NO. 2.....	52
2.12 Características de la tubería PVC.....	52
 CAPITULO III	
3 Metodología.....	54
3.1 Estudio de Campo.....	54
3.1.1 Recopilación de Información.....	54
3.1.2 Estudio socio-económico.....	54





3.1.3 Levantamiento topográfico.....	54
3.2 Estudio de gabinete.....	54
3.2.1 Alcantarillado sanitario.....	54
3.2.2 Drenaje pluvial.....	56
3.2.3 Diseño de Cuneta y tragante.....	59
3.2.3.1. Cuneta.....	59
3.2.3.2 Tragante.....	60.
3.2.4. Diseño de bomba.....	61
3.2.5 Diagnóstico de impacto ambiental.....	66
3.2.6 Estudio de suelos.....	66
3.2.7 Software.....	66

CAPITULO IV

4 Resultados.....	68
4.1Alcantarillado sanitario.....	68
4.2 Drenaje pluvial.....	70
4.3 Levantamiento topográfico.	71
4.4 Diseño de estación de bombeo.....	71

CAPITULO V

5 Conclusiones y recomendaciones.....	73
5.1 Conclusiones.....	73
5.2 Recomendaciones.....	74
5.3 Bibliografía.....	75
Anexos.....	76



1. CAPITULO I

1.1. Introducción.

1.1.1 Generalidades: El agua es el elemento más necesario para la vida y las actividades de la sociedad, el sistema de Alcantarillado Sanitario y drenaje pluvial son primordiales para la preservación de la salud de los habitantes de una población determinada, así como la estética y buen estado de las calles. Dentro de los problemas que afectan a los países en desarrollo se destaca el referido a las viviendas y asentamientos humanos, el cual no ha sido posible atenderlo en su totalidad debido a que la mayoría de los programas habitacionales no han tenido una visión de largo plazo y además no se ha desarrollado un trabajo en conjunto entre el gobierno, la empresa privada y los beneficiarios. Estos factores han incidido negativamente en las alternativas de solución de dicho problema. Como consecuencia, el crecimiento del déficit habitacional, la insalubridad, contaminación del sub-suelo, deterioro de las calles, entre otros ha sido y continúa siendo un factor común y crítico en la mayoría de los países en desarrollo y en particular en Nicaragua. Por lo tanto, hay una creciente necesidad de mejorar las condiciones de los muchos barrios entre ellos **"Villa Vallarta"** para que las familias mejoren las condiciones higiénico-sanitarias, evitar la erosión y el deterioro de las calles, contaminación del sub-suelo y aguas subterráneas, así como mejorar la estética del Barrio.

1.1.2 Antecedentes: En el año 1992, un grupo de pobladores se asentó en el actual barrio Villa Vallarta de forma desordenada como consecuencia de la falta de planificación urbana. Esta población carecía de agua potable y energía eléctrica, es decir estaba catalogado como un barrio ilegal. Posteriormente en el año 1996 producto de un programa habitacional promovido por el Gobierno para contrarrestar las acciones ilegales y legalizar los asentamientos espontáneos, tomó la decisión de formar el Barrio Villa Vallarta con pobladores ilegales de los barrios La Tejera (Rigoberto López Pérez) y Los Pescadores para formar este nuevo asentamiento humano. Este Barrio pasó a formar parte de las



urbanizaciones progresivas, en las cuales se cumplen los requerimientos mínimos de urbanismo, cuyos lotes miden aproximadamente de 100 a 120 m². Según planos de la Distrito Seis de la Alcaldía de Managua el barrio cuenta con un área aproximada de 59,937.035 m² (5.994 Ha) incluyendo calles.

1.1.3 Justificación: El Barrio Villa Vallarta no posee sistema de alcantarillado sanitario, esto provoca una serie de problemas de salud pública y deterioro del nivel de vida de la población del mismo. El actual sistema de eliminación de las aguas residuales no es adecuado ya que da origen a una serie de problemas de salud y contaminación ambiental, tal como: aguas grises corriendo en las calles, enfermedades de origen hídrico, etc. Por otro lado el Barrio no tiene un sistema de drenaje pluvial en donde las aguas puedan evacuar fácilmente sin afectar a la población, provocando en el invierno charcas, erosión de las calles y riesgos de inundación en algunas casas. Por lo tanto ante la problemática de tipo: ambiental, contaminante y sanitaria que afecta actualmente la salud de los pobladores del Barrio Villa Vallarta, se tomó la dedición de realizar el Proyecto **“Diseño de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial del Barrio Villa Vallarta en la Ciudad de Managua”**. Con este proyecto se pretende diseñar la red o sistema de alcantarillado sanitario capaz de captar el agua residual desde la fuente de generación y conducirla hacia el interceptor existente de la Ciudad de Managua (Interceptor No. 2) a través de una estación de bombeo ya que por las características topográficas del lugar y por la ubicación del interceptor no se podrá llevar las aguas por gravedad; además, se pretende diseñar el sistema de drenaje pluvial el cual recolectará las aguas de lluvia que se precipiten sobre el Barrio, las cuales serán drenadas hacia el cauce que pasa en el costado Oeste. Con el sistema de alcantarillado sanitario se solucionará el problema referido a la evacuación de excretas, de residuos sólidos y líquidos, contribuyéndose de esta forma con la disminución de la insalubridad del Barrio, y contaminación del subsuelo y aguas subterráneas. Con el sistema de drenaje pluvial se solucionará la erosión continua que sufren las calles debido principalmente a las lluvias, durante la estación lluviosa, así como las corrientes de aguas producto



del uso doméstico; también se evitará las charcas y los riesgos de inundaciones durante lluvias de gran intensidad. Los resultados del proyecto permitirán beneficiar de forma integral a la población ya sean niños, adolescentes, jóvenes y adultos del Barrio al mejorar su nivel de vida, y además el sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial son factores de mucha importancia dentro de una comunidad como indicadores de desarrollo socioeconómico y de condiciones higiénicas aptas para la vida humana.

1.1.4 Objetivos.

1.1.4.1 Objetivo General.

- Diseñar el Sistema de Alcantarillado Sanitario y Drenaje Pluvial para el Barrio “Villa Vallarta” ubicado en la Ciudad de Managua.

1.1.4.2 Objetivos específicos.

- i. Realización del levantamiento planimétrico y altimétrico del sitio
- ii. Realizar un estudio de la población actual tal como: números de viviendas, índice habitacional entre otros.
- iii. Diseñar el colector principal y los colectores secundarios de la red de recolección de aguas residuales basados en las Normas Técnicas del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).
- iv. Utilizar el método Racional para el diseño de drenaje pluvial, en este caso el diseño de cunetas, tragantes y red subterránea de tubería.
- v. Realizar la estimación de costos de las obras propuestas del sistema en general.
- vi. Diseño de estación de bombeo para impulsar las aguas residuales hacia la cámara vórtex del interceptor No. 2 que conduce las aguas residuales hacia la planta de tratamiento de la Ciudad de Managua.



1.1.5 Alcances y limitaciones.

1.1.5.1 Alcances.

- a) El diseño del sistema de alcantarillado sanitario y estación de bombeo están regidos por las normas técnicas Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA).
- b) El diseño de los sistemas se realizó basándose en las condiciones topográficas actuales.
- c) En el cálculo de los caudales de diseño para el alcantarillado sanitario, se utilizó una población de saturación de 6 habitantes, en base a un lote típico de 105 m². Debido a que la población de saturación fue mayor que el censo realizado en el barrio.
- d) Uso de software (Hcanales, hoja de cálculo de Excel, ABSEL PRO 1.7.2 y Autodesk Land 2004) para revisión y cálculo de resultados.
- e) En el diseño de la red de drenaje pluvial tanto superficial como subterráneo se usó el método racional y las normas de la Alcaldía de Managua.

1.1.5.2 Limitaciones.

- a) La falta de precisión y actualización de los planos de ENACAL y el Distrito VI de la alcaldía de Managua.
- b) Falta de una norma técnica actualizada y amplia para la construcción y diseño de sistemas de drenajes pluviales para el Municipio de Managua, y toda Nicaragua.

1.2. Información general del área del proyecto.


1.2.1 Localización del proyecto: El Barrio Villa Vallarta, se encuentra ubicado en la parte Nor-Este de la Ciudad de Managua. Administrativamente está ubicado en el distrito No. VI de la Municipalidad de Managua, teniendo los siguientes linderos: **Norte:** Lago de Managua. **Sur:** Barrio José Dolores Estrada. **Oeste:** Barrio Anexo La Primavera. **Este:** Cervecería Nicaragüense.



FIGURA No. 1
Plano de Localización.

1.2.2 Características físicas y naturales del área.¹

1.2.2.1 Clima: El clima predominante en Managua, es el de Sabana.

 **1.2.2.2 Precipitación:** La distribución espacial de la precipitación total anual, muestra que ésta varía desde 1025 mm a 1554 mm. Los análisis de las precipitaciones muestran que el mes más lluvioso es Septiembre y el mes más seco es Febrero.

1.2.2.3 Temperatura: La distribución de la temperatura media mensual en el Departamento de Managua va desde 26.9 °C a 30.3 °C; con oscilaciones máximas anuales de 2.4 °C y 3.2 °C respectivamente.

1.2.2.4 Humedad y evaporación: La humedad relativa media anual en el Departamento de Managua, varía de 64 y hasta 75 %. Con respecto al régimen de evaporación, se observa que los totales anuales de evaporación oscilan entre 2380 mm y 2806 mm.

1.2.2.5 Presión atmosférica y vientos: Otros resultados indican que la presión atmosférica y la velocidad media del viento presentan sus valores máximos en el mes de Enero y Marzo. La presión atmosférica va desde 753.2 hectopascales (en Octubre) con un valor máximo de 754.6 hectopascales; y el viento alcanza una velocidad media máxima de 3.0 m/s, debido a la influencia de los Anticiclones Continentales Migratorios, procedentes de Norteamérica. La

¹ <http://www.ineter.gob.ni/Direcciones/meteorologia/estudios>



velocidad media mensual del viento, que también se da en Octubre, presenta un valor de 1.0 m/s. La dirección predominante del viento durante todo el año es de componente Este.

1.2.3 Servicios básicos e infraestructura.

1.2.3.1 Agua potable: Un 90% de las viviendas del Barrio Villa Vallarta cuenta con servicio domiciliario de agua potable, el 10% restante se abastecen de agua potable por medio de conexiones ilegales que han sido instalados por ellos mismos.

1.2.3.2 Alcantarillado sanitario: El barrio no cuenta con el servicio de alcantarillado sanitario, la mayoría de la población hace uso de letrinas o excusados y sumideros. Actualmente esto ha provocado una situación crítica, ya que la dimensión de sus lotes, en la mayoría de 7 X 15 metros, tienen un área de 105 m², creando de esta forma un medio insalubre debido a que las letrinas se encuentran ubicadas en estos lotes de poca área.

1.2.3.3 Servicios de energía eléctrica: El barrio tiene servicio de energía eléctrica. Un 90% de la población cuenta con el servicio de energía eléctrica de forma legal y el 10% restante está conectado de forma ilegal.

1.2.3.4 Servicios de telefonía, cable e internet: El Barrio Villa Vallarta cuenta con el servicio domiciliario de telefonía, cable e internet; aunque un pequeño porcentaje tiene este servicio, ya que la mayoría no tienen las condiciones económicas.

1.2.3.5 Basura: El tren de aseo por parte de la administración de la Alcaldía de Managua hace recorridos por lo general en una sola avenida del barrio, por lo que la mayoría de los pobladores de este desechan los desperdicios sólidos en el cauce.



1.2.3.6 Alcantarillado pluvial: El Barrio no cuenta con alcantarillado pluvial, por lo que esto ha provocado deterioro de sus calles y avenidas, generando áreas de inundación. La existencia de un cauce (en el costado Este), ha beneficiado a ciertos sectores del barrio, al permitir evacuar éste las aguas de lluvia.

1.2.3.7. Infraestructura.

1.2.3.7.1 Calles y Avenidas Actualmente el 100% son de terreno natural y en mal estado, en todas las épocas lluviosas las calles se vuelven intransitables a causa de no tener un Drenaje Pluvial. El escurrimiento de las aguas debido a las lluvias es totalmente superficial sobre las calles del barrio. Las aguas son drenadas por la pendiente natural del terreno de Sur a Norte y de Este a Oeste.

1.2.3.7.2 Principales Instituciones: Se cuenta con seis Iglesias Evangélicas, dos colegios de pre-escolar y uno de primaria, y un taller de carpintería.

1.2.3.7.3 Vivienda: El barrio tiene aproximadamente 9 hectáreas equivalente a 13 manzanas, las que están saturadas de viviendas, en total en el barrio existen 395 viviendas. Los techos de las casas son de láminas de zinc y nicalit.



2. CAPITULO II

2. Marco teórico.²

2.1 Definición.

Se denomina alcantarillado o red de alcantarillado (*alcantarilla, del árabe al-qantara, el puente, en diminutivo castellano, es decir, el puentecito*) al sistema de estructuras y tuberías usados para el transporte de aguas residuales o servidas (alcantarillado sanitario), o aguas de lluvia, (alcantarillado pluvial) desde el lugar en que se generan hasta el sitio en que se vierten a cauce o se tratan. Todavía existen en funcionamiento redes de alcantarillado mixto, es decir, que juntan las aguas negras y las aguas de lluvia (sistemas unitarios).

2.2 Los componentes de una red de alcantarillado sanitario son: Colectores terciarios, Colectores secundarios, Colectores principales, Pozos de inspección, Conexiones domiciliarias, Estaciones de bombeo, Líneas de impulsión, Estación de tratamiento de las aguas usadas o Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR), Vertido final de las aguas tratadas (emisario final), Interceptor.

2.2.1 Componentes de una red de alcantarillado pluvial: Cunetas, Bocas de tormenta (imbornales o tragantes), Colectores secundarios, Colectores principales, Pozos de inspección (de registro, cámaras de inspección), Vertido final de las aguas de lluvia (emisario final).

2.3 Normas generales de diseño:

2.3.1 Cambio de dirección en los colectores.

Los cambios de dirección se realizan generalmente mediante la estructura llamada "pozo de inspección". Los pozos de inspección son estructuras cilíndricas cuya unión a la superficie se hace en forma tronco-cónica. En el caso de que el cambio de dirección se realice con las mismas tuberías, se debe colocar un pozo en la curva si el radio de ésta es menor de 40 m, y dos pozos

² <http://es.wikipedia.org/wiki/Alcantarillado#column-one#column-one>



si el radio de la curva es mayor de 40 m. De las FIGURAS A hasta la FIGURA C del APENDICE D de los Anexos se muestran los pozos de inspección utilizados para los cambios de dirección siempre y cuando el diámetro de salida sea inferior de 36". Cuando se tenga un diámetro mayor, se debe emplear otro tipo de pozos y se recomienda consultar las especificaciones pertinentes.

2.3.2 Caída o cambio de pendiente.

Siempre que exista un cambio de pendiente del terreno, debe proyectarse una estructura denominada "cámara de caída" cuya forma se ilustra en la FIGURA B y la FIGURA C del APENDICE D de los Anexos. El requerimiento mínimo para el empleo de la cámara de caída es que exista una diferencia mayor de 0.75 m entre las cotas de batea de las tuberías concurrentes y la de salida; otras normas indican 1.00 m de diferencia. La cámara de caída consiste en una tubería colocada antes de la llegada al cilindro, cuyo diámetro se especifica en la TABLA No. 1. Las demás partes constitutivas del pozo son las ya indicadas en la sección anterior. Si el cambio de pendiente es demasiado fuerte e impide así que los colectores puedan proyectarse paralelamente al terreno, se deben colocar una o varias estructuras de caída en serie. Con lo anterior se logra cumplir los requerimientos de pendiente máxima (según la velocidad máxima) y profundidades mínimas a la clave del colector.

TABLA No. 1 Diámetro de la cámara de caída en función del diámetro de la tubería de entrada.³

Diámetro del colector de salida	Diámetro de la cañuela
8" - 12"	8"
14" - 18"	12"
20" - 36"	16"
> 36"	Accesorio especial

2.3.3 Profundidad mínima a la clave de los colectores.

³ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 276.



La red de colectores debe estar diseñada de tal manera que las aguas residuales provenientes de las conexiones domiciliarias puedan drenar por gravedad. En general la profundidad mínima a la clave de la tubería debe ser de 1.00 m con respecto a la rasante de la calzada. Sin embargo, en sistemas rurales es posible adoptar 0.80 m para los colectores iniciales siempre y cuando el tráfico sea liviano.

2.3.4 Cálculo hidráulico de los colectores.

Los colectores de cualquier tipo de alcantarillado se diseñan para trabajar a flujo libre por gravedad. Sólo en algunos puntos específicos tales como los sifones invertidos, se permite el flujo a presión. Sin embargo, es factible el diseño de alcantarillados pequeños que trabajen a presión bajo otras condiciones de diseño, con un pretratamiento de las aguas residuales que han de ser vertidas al sistema de alcantarillado.

Tradicionalmente se diseña bajo condiciones de flujo uniforme, tomando como base de cálculo la ecuación de Manning.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} = 0.399 \frac{D^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación 1}$$

Que en términos del caudal es:

$$D = 1.548 \left(\frac{nQ}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad \text{Ecuación 2}$$

En donde:

- ✓ V= Velocidad media en la sección (m/s).
- ✓ Q= Caudal de aguas (m³/s).
- ✓ R= Radio hidráulico (m).
- ✓ n= Coeficiente de rugosidad de Manning (ver TABLA D del APENDICE D de los Anexos.).
- ✓ S= Pendiente de la línea (m/m).

Se debe observar que el diseño de la red de colectores será diferente para flujo subcrítico o para flujo supercrítico. De todas maneras el flujo deberá ser estable y para ello el Número de Froude debe estar en el rango:

$$0.90 > NF > 1.10$$



El Número de Froude se calcula mediante la siguiente expresión:

$$NF = \frac{V}{\sqrt{gH}} \quad \text{Ecuación 3}$$

En donde:

- ✓ H= Profundidad hidráulica = área de flujo dividida por el ancho de la superficie libre.

2.3.5 Unión de los colectores.

Como se indicó anteriormente, la unión de los colectores se hace mediante un pozo. Para realizar el empate de los colectores en el pozo existen varios criterios, a saber: 1) empate por la cota clave (cota superior de la tubería); 2) empate por la cota de batea (cota inferior de la tubería); 3) empate por el 80% de los diámetros, y 4) empate por la línea de energía. De los métodos anteriores, los más utilizados son el empate por cota clave (el más simple desde el punto de vista del cálculo), y el empate por línea de energía. De estos dos, el más acertado desde el punto de vista hidráulico es el empate por la línea de energía, aunque la escogencia de método que se utilizará depende de la norma exigida para el proyecto, Adicionalmente, el método de empate depende del régimen de flujo, pues es diferente la metodología para el empate por línea de energía en régimen sub-crítico o supercrítico.

2.3.5.1 Empate por cota clave.

Este tipo de empate es empleado para empatar colectores cuyo diámetro sea inferior a 36 pulgadas y cuyo régimen de flujo sea subcrítico. Consiste en igualar las cotas claves de las tuberías de entrada y de salida; entonces la caída en el pozo es la diferencia de los diámetros de los colectores. Ver FIGURA E del APENDICE D de los Anexos. Para tener en cuenta la pérdida de energía producida en el pozo debido al cambio de sección, se puede dejar una caída en la clave, ΔH_c , según el diámetro del colector de salida, así:

$$D_2 < 24": \quad \Delta H_c = \frac{1}{2}(D_2 - D_1) \quad \text{Ecuación 4}$$



$$24" < D_2 < 36": \quad \Delta H_c = \frac{3}{4}(D_2 - D_1) \quad \text{Ecuación 5}$$

2.3.5.2 Empate por la línea de energía para flujo subcrítico.

Este tipo de empate es empleado para cualquier diámetro y para régimen de flujo subcrítico o supercrítico. En cualquier caso, el empate por línea de energía consiste en igualar la cota de energía del colector principal entrante al pozo, con la cota de energía del colector saliente. Al realizar el empate de las tuberías se producen varias pérdidas de energía; las más importantes son la pérdida de energía por cambio de dirección y la pérdida debida a la intersección. La consideración de las pérdidas en el pozo, implica una diferencia de alturas entre la línea de energía saliente y la línea de energía del colector principal que llega al pozo.

$$\Delta H_p = \Delta H_c + \Delta H_e \quad \text{Ecuación 6}$$

en donde:

- ✓ ΔH_c = Pérdida de energía por el cambio de dirección.
- ✓ ΔH_e = Pérdida de energía por la transición.

2.3.5.2.a Pérdida de energía por cambio de dirección.

La pérdida de energía por cambio de dirección, para flujo subcrítico o flujo supercrítico, es calculada en función de la relación entre el radio de curvatura del pozo, r_c , y el diámetro del colector, D_e . De la TABLA B del APENDICE D de los Anexos se obtiene el término " $K V_1^2/2g$ " para evaluar esta pérdida de energía.

2.3.5.2.b Pérdida de energía por la transición.

Las pérdidas en una transición obedecen al aumento o a la disminución de la velocidad debido a un cambio de diámetro.

$$\Delta H_e = K x \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:



- ✓ K= 0.2 para un aumento de la velocidad.
- ✓ K= 0.1 para una disminución de la velocidad.

Si el término ΔH_e , resulta negativo ($K = 0.1$), no se debe tener en cuenta para el cálculo del término ΔH_p . Tenerlo en cuenta equivaldría a elevar la cota de batea del colector saliente, lo cual no se debe hacer bajo ninguna circunstancia.

2.3.5.3 Empate por la línea de energía para flujo supercrítico.

Con flujo supercrítico, en general, se establece la sección de control a la entrada de la tubería saliente, es decir que la capacidad de transporte de la tubería es mayor que la capacidad de entrada a ésta. Se busca entonces determinar la caída en el pozo, de tal manera que la elevación del agua en el pozo no sea mayor que la elevación de la lámina de agua en las tuberías concurrentes al mismo. La entrada a la tubería de salida puede realizarse de manera sumergida o no, y esto depende del diámetro y el caudal de ésta.

2.3.5.3.a Entrada no sumergida.

$$\frac{Q}{D^2 \sqrt{gD}} \pi^{0.62} \quad \text{Ecuación 8}$$

Es decir:

$$\frac{0.319Q}{D^{2.5}} \pi^{0.62} \quad \text{Ecuación 9}$$

En donde:

- ✓ Q= Caudal de la tubería de salida.
- ✓ D= Diámetro de la tubería de salida.

La caída en el pozo, H_w , indicada en la FIGURA F del APENDICE D de los Anexos. se obtiene de la ecuación:

$$\frac{H_w}{D} = K \left(\frac{H_c}{D} + \frac{H_e}{D} \right) \quad \text{Ecuación 10}$$

En donde:

- ✓ H_c = Energía específica para las condiciones de flujo crítico.

$$H_c = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} \quad \text{Ecuación 11}$$



- ✓ H_e = Incremento de altura debido a las pérdidas. Su valor se obtiene de la ecuación empírica siguiente:

$$H_e = 0.589 \times D \times \left(\frac{Q}{D^2 \sqrt{gD}} \right)^{2.67} \quad \text{Ecuación 12}$$

- ✓ K = Coeficiente que depende de la relación del diámetro del pozo con el diámetro de la tubería saliente. Se indica en la TABLA C del APENDICE D de los Anexos.

El término de energía en condiciones de flujo crítico puede determinarse a, partir de la siguiente ecuación, conocida también como el factor de sección:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = A\sqrt{D} = \frac{\sqrt{2} (\theta - \sin\theta)^{1.5}}{32 \left(\sin \frac{\theta}{2} \right)^{0.5}} D^{2.5} \quad \text{Ecuación 13}$$

2.3.5.3.b Entrada sumergida.

La entrada a la tubería de salida es sumergida si:

$$\frac{Q}{D^2 \sqrt{gD}} \phi 0.62 \quad \text{Ecuación 14}$$

$$\frac{0.319Q}{D^{2.5}} \pi 0.62 \quad \text{Ecuación 15}$$

La caída en el pozo se determina a partir de:

$$\frac{H_w}{D} = K \times \left[0.70 + 1.91 \times \left(\frac{Q}{D^2 \sqrt{gD}} \right)^2 \right] \quad \text{Ecuación 16}$$

En donde los términos han sido definidos anteriormente.

2.3.6 Proyección de la población.⁴

La determinación de la cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad es fundamental para el proyecto de instalaciones de recolección,

⁴ GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Cap. II INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS ENTE REGULADOR.



bombeo, tratamiento y evacuación y futuras extensiones del servicio. Por consiguiente es necesario predecir la población para un número de años, que será fijado por los períodos económicos del diseño.

2.3.6.1 Métodos de cálculo.

A continuación se dan algunos métodos de cálculo, sin que ellos sean los únicos que se puedan aplicar. Cada Ingeniero Proyectista está en libertad de seleccionar la tasa de crecimiento y el método de proyección a ser usado, sustentando sus escogencias ante el organismo que apruebe el proyecto.

2.3.6.1.a Tasa de crecimiento geométrico: Este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua. Se recomienda usar las siguientes tasas basándose en el crecimiento histórico.

- a) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano mayor de 4%
- b) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano menor del 2.5%
- c) Si el promedio de la proyección de población por los dos métodos adoptados presenta una tasa de crecimiento:
 - i. Mayor del 4%, la población se proyectará en base al 4%, de crecimiento anual.
 - ii. Menor del 2.5% la proyección final se hará basada en una tasa de crecimiento del 2.5%.
 - iii. No menor del 2.5%, ni mayor del 4%, la proyección final se hará basada en el promedio obtenido.

Otros métodos son: Método aritmético, Tasa de crecimiento a porcentaje decreciente, Método gráfico de tendencia, Método gráfico comparativo.



2.3.6.2 Período de diseño.⁵

Se entiende por período de diseño, en cualquier obra de la ingeniería civil, el número de años durante los cuales una obra determinada ha de prestar con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada.

2.3.6.2.1 Factores determinantes

Los factores que intervienen en la selección del diseño son:

1. Vida útil de las estructuras y equipo tomando en cuenta obsolescencia, desgaste y daños.
2. Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
3. Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
4. Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.

2.3.6.2.2 Períodos típicos de algunas obras.

A continuación se dan algunas guías de períodos de diseño utilizados a menudo en estructuras hidráulicas.

TABLA No. 2 Períodos de diseño.⁶

<i>Estructura</i>	<i>Período de diseño (años)</i>
➤ Presas y grandes conducciones	25 – 50
➤ Pozos, sistemas de distribución, plantas de distribución de aguas y plantas de tratamiento de aguas residuales:	
✓ Crecimiento bajo	20 – 25
✓ Crecimiento alto	10 – 15
➤ Tuberías con diámetros mayores de 12 pulgadas	20 – 25
➤ Alcantarillados	40 – 50

Ver también TABLA F del APENDICE D de los Anexos..

⁵ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 33

⁶ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 33



2.3.6.3 Población de diseño.

La cobertura de alcantarillado sanitario que deberá ser destinado a las RASS (Red de Alcantarillado del Sistema Sanitario) depende de la población que será beneficiada, y de su distribución espacial. Para efectos de diseño, se toma en cuenta normalmente tres tipos de población:

- a) **Población actual:** Es la población existente en el momento de la elaboración de los diseños de ingeniería.
- b) **Población al inicio del proyecto:** Es la población que va a existir en el área estudiada al inicio del funcionamiento de la RASS. Cabe observar que entre la población actual y esta población puede haber diferencias significativas, en función del tiempo de implantación de las obras.
- c) **Población al fin del proyecto:** Es la población que va a contribuir para el sistema de alcantarillado, al final del periodo del proyecto.

2.4 Red de alcantarillado sanitario.

2.4.1 Generalidades⁷: El Sistema de Alcantarillado de Aguas Residuales está constituido por el conjunto de estructuras e instalaciones destinadas a recoger, evacuar, acondicionar y descargar las aguas usadas provenientes de un sistema de suministro de agua; así que los aportes de aguas que circulan por esas tuberías están casi en su totalidad constituidos por los consumos de aguas para fines domésticos, comerciales e industriales etc. Sin embargo se puede observar que no toda el agua abastecida por el acueducto vuelve, en forma de agua usada a la cloaca, debido a que una parte es descargada fuera del sistema de recolección. En las tablas siguientes se muestran valores guías de dotación para diferentes usos y localidades del país. El proyectista deberá revisar las estadísticas operativas del sistema de agua potable de la localidad en estudio para determinar las dotaciones, justificando su selección.

⁷ GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Cap. 3-1 a 3-3 INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS ENTE REGULADOR



2.4.2 Consumo doméstico.

Para la ciudad de Managua. Se deberán usar los valores mostrados en la tabla siguiente.

TABLA No. 3 Dotaciones de agua⁸

Clasificación de barrios	Dotación L/hab/día
Zonas de máxima densidad y de actividades mixtas	160
Zonas de alta densidad	140
Zonas de media densidad	340
Zonas de baja densidad	568

2.4.2.1 Clasificación de los barrios.

a. Zonas de máxima densidad y actividades mixtas: Las viviendas avicinan talleres y pequeñas industrias en un tejido urbano heterogéneo. En términos de superficie, las viviendas ocupan un promedio del 65% del área total del terreno y todas están conectadas a la red de agua potable.

b. Zonas de alta densidad: En los núcleos de viviendas de éstas zonas se encuentran construcciones de todo tipo, desde la más sencilla hasta casas de alto costo pero en lotes con dimensiones y áreas homogéneas (150 m² a 250 m²). Casi todas las viviendas están conectadas a la red de agua potable.

c. Zonas de media densidad: Se trata de viviendas de buen nivel de vida con áreas de lotes que varían entre los 500 m² y 700 m². Todas están conectadas a la red de agua potable.

d. Zonas de baja densidad: Son áreas de desarrollo con viviendas de alto costo y de alto nivel de vida construidas en lotes con área mínimas de 1.000 m². Todos conectados a la red de agua potable.

2.4.2.2 Para las ciudades del resto del país.

Se deberán usar las dotaciones señaladas en la Tabla No. 4:

⁸ Ibíd. Cap. 3, 3,1.



TABLA No. 4 Dotaciones de agua.⁹

Rango de población	Dotación L/hab/día
0 - 5,000	100
5,000 - 10,000	105
10,000 - 15,000	110
15,000 - 20,000	120
20,000 - 30,000	130
30,000 - 50,000	155
50,000 - 100,000 y más	160

2.4.3 Consumo comercial, industrial y público.

2.4.3.1 Para la ciudad de Managua: Se deberán usar los valores mostrados en la Tabla No. 5:

TABLA No. 5 Consumo.¹⁰

Consumo	Dotación L/ha/día
Comercial	25000
Público o institucional	De acuerdo a desarrollo
Industrial	de población

2.4.3.2 Para las ciudades y localidades del resto del país: Se deberán usar los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria, ver Tabla No. 6, en casos especiales se estudiará específicamente en forma detallada.

TABLA No. 6 Consumo.¹¹

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o institucional	7
Industrial	2

⁹ Ibíd. Cap. 3,2,2.

¹⁰ Ibíd. Cap. 3,3,1.

¹¹ Ibíd. Cap. 3,3,2.



2.4.4 Área de drenaje¹²: La determinación de las áreas de drenaje debe de hacerse de acuerdo con el plano topográfico de la población y el trazado de la red de colectores. El área de drenaje aferente a cada colector se obtiene trazando las diagonales o bisectrices sobre las manzanas de la población.

2.4.5 Caudal de conexiones erradas: Este aporte proviene principalmente de las conexiones que equivocadamente se hacen de las aguas lluvias domiciliarias y de conexiones clandestinas. Se puede estimar un valor del 20% del caudal máximo horario, o entre 1 y 3 L/s.Ha.

2.4.6 Caudal industrial: Este aporte de aguas residuales debe ser evaluado para cada caso en particular, ya que varía de acuerdo con el tipo y el tamaño de de la industria. Para pequeñas industrias puede tomarse un aporte medio de 1.5 L/s.Ha.

2.4.7 Caudal comercial: Para sectores netamente comerciales se adopta un aporte medio diario de 2.0 L/s.Ha, pero es necesario ponderar este valor en zonas mixtas, comerciales y residenciales.

2.4.8 Caudal institucional: Como en el caso del aporte industrial, el aporte institucional varía de acuerdo con el tipo y el tamaño de la institución, por lo que debe considerarse cada caso en particular. Sin embargo, para instituciones pequeñas localizadas en zonas residenciales, puede tomarse un aporte medio diario de 0.8 L/s.Ha.

2.4.9 Gasto de infiltración (Qinf): Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día. Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5000 L/ha/día. Para tuberías plásticas 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.

¹² Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 295-296

**TABLA No. 7 Aporte de infiltración por longitud de tubería.¹³**

Consumo	Infiltración (L/s.Km)		
	Alta	Media	Baja
Tuberías existente	4.0	3.0	2.0
Tuberías nuevas con unión de:			
✓ Cemento	3.0	2.0	1.0
✓ Caucho	1.5	1.0	0.5

2.4.10 Gasto medio (Q_m): El gasto medio de aguas residuales domésticas se deberá estimar igual al 80% de la dotación del consumo de agua.¹⁴ También el aporte medio diario del alcantarillado sanitario resulta de sumar los aportes domésticos con los industriales, comerciales e institucionales a que haya lugar.¹⁵

2.4.11 Gasto mínimo de aguas residuales (Q_{min}): Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la siguiente relación:

$$Q_{min} = \frac{1}{5} Q_m \quad \text{Ecuación 17}$$

2.4.12 Gasto máximo de aguas residuales (Q_{max}): El gasto máximo de aguas residuales domésticas se deberá determinar utilizando el factor de relación de Harmon.

$$Q_{max} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{1/2}} \right] Q_m \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

- ✓ Q_{max} = Gasto máximo de aguas residuales domésticas.
- ✓ P = Población servida en miles de habitantes.
- ✓ Q_m = Gasto medio de aguas residuales domésticas.

El factor de relación deberá tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00

¹³ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 296

¹⁴ GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Cap. 3,5.

¹⁵ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 295



2.4.13 Gasto de diseño (Q_d): Si el área a servir tuviera más de uno de los usos antes señalados, los caudales de aguas residuales se deberán estimar como la suma de las contribuciones parciales por uso, debiéndose efectuar el diseño de los tramos de alcantarillado en base del aporte calculado para cada uso, y no usando el valor promedio por área unitaria. El gasto de diseño hidráulico del sistema de alcantarillas se deberá calcular de la forma siguiente:

$$Q_d = Q_{\max} + Q_{\inf} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{int} \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde:

- ✓ Q_{com} = Gasto comercial
- ✓ Q_{ind} = Gasto industrial
- ✓ Q_{int} = Gasto institucional o público

También¹⁶:

$$Q_d = Q_{\max} + Q_{\inf} + Q_{ce} \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

- ✓ Q_{\max} = Gasto máximo horario (aporte doméstico, industrial, comercial e institucional).
- ✓ Q_{\inf} = Gasto infiltración
- ✓ Q_{ce} = Gasto conexiones erróneas

2.4.14 Hidráulica del sistema de alcantarillado sanitario.¹⁷

2.4.14.1 Fórmula y coeficiente de rugosidad.

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base al criterio de la tensión de arrastre y a la fórmula de Manning. Se pueden usar diferentes clases de tuberías, las cuales se seleccionarán de acuerdo a las condiciones en que funcionará el sistema y a los costos de inversión y de Operación & Mantenimiento. Generalmente las colectoras hasta 375 mm de diámetro son

¹⁶ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 296

¹⁷ GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Cap. V



diseñadas para trabajar, como máximo, a la media sección, destinándose la mitad superior de los conductos a la ventilación del sistema y a las imprevisiones y oscilaciones excepcionales. Las colectoras mayores que reciben efluentes de redes relativamente extensas, que corresponden a mayor población tributaria, están sujetas a menores variaciones de caudal y por eso pueden ser dimensionadas para funcionar con tirantes de 0.70 a 0.80 del diámetro. En la Tabla siguiente se indican valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, para las tuberías de uso más corriente.

TABLA No. 8 Coeficiente de Manning.¹⁸

Material	Coeficiente “n”	Material	Coeficiente “n”
Concreto	0.013	Hierro galvanizado	(H°G°) 0.014
Polivinilo (PVC)	0.009	Hierro Fundido	(H°F°) 0.012
Polietileno	(PE) 0.009	Fibra de vidrio	0.010
Asbesto-Cemento	(AC) 0.010		

2.4.14.2 Diámetro mínimo.

El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150 mm.

2.4.14.2.1 Diámetro de Diseño

**TABLA No. 9 Relación de Q/Q_0 máxima para la selección del diámetro.
(Coeficiente de utilización)¹⁹**

Q/Q_0	Diámetro de la tubería
0.60	8" a 21"
0.70	24" a 1.20 m
0.90	> 1.25 m

¹⁸ GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Cap. 5,1.

¹⁹ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 298.



2.4.14.3 Pendiente longitudinal mínima.

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la Tensión de Arrastre, según la siguiente ecuación:

$$f = W R S \quad \text{Ecuación 21}$$

En la cual:

- ✓ f = Tensión de arrastre en Pa
- ✓ W = Peso específico del líquido en N/m^3
- ✓ R = Radio hidráulico a gasto mínimo en m
- ✓ S = Pendiente mínima en m/m

Se recomienda un valor mínimo de $f = 1$ Pa

2.4.14.4 Pérdida de carga adicional.

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25 (V_m)^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 3 cm.

2.4.14.5 Cambio de diámetro.

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor, que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

2.4.14.6 Ángulos entre tuberías.

En todos los pozos de visita o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida deberá tener un valor mínimo de 90° y máximo de 270° medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.



2.4.14.7 Ubicación de las alcantarillas: En las vías de circulación dirigidas de Este a Oeste, las tuberías se deberán ubicar al Norte de la línea central de la vía. En las vías de circulación dirigidas de Norte a Sur, las tuberías se deberán ubicar al Oeste de la línea central de la vía. En caso de pistas de gran anchura se deberán colocar dos líneas, una en cada banda de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de las tuberías de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.50 m.

2.4.14.8 Conexiones domiciliarias: Las tuberías que conectan las descargas de agua residual de las edificaciones, desde la caja de registro, hasta las tuberías recolectoras del alcantarillado sanitario, son denominadas conexiones domiciliarias. Ellas deberán instalarse por debajo de las tuberías del acueducto, inclusive de las tuberías interdomiciliares. Su diámetro mínimo deberá ser de 100 mm, para viviendas unifamiliares

2.4.15 Pozos de visita sanitarios (P.V.S.).²⁰

2.4.15.1 Ubicación: Se deberán ubicar pozos de visita (PVS) o cámaras de inspección, en todo cambio de alineación horizontal o vertical, en todo cambio de diámetro; en las intersecciones de dos o más alcantarillas.

2.4.15.2 Distancia máxima entre pozos.

El espaciamiento máximo entre PVS deberá variar, de acuerdo con los métodos y equipos de mantenimiento disponibles, en la forma siguiente:

1. - Con equipo técnicamente avanzado.		2. - Con equipo tradicional	
Diámetro (f)	Separación máxima (m)	Diámetro (f)	Separación máxima
(mm)		(mm)	(m)
150 a 400	150	150 a 400	100
450 y mayores	200	450 y mayores	120

²⁰ GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Cap. VI



2.4.15.3 Pozos de visita con caída: Se deberán usar pozos de visita con caída cuando la altura entre el fondo del pozo de visita y el fondo de la tubería de entrada sea mayor de 0.60 m.

2.5 Red de alcantarillado pluvial²¹: El alcantarillado de aguas de lluvias está conformado por el conjunto de colectores y canales necesarios para evacuar la escorrentía superficial producida por la lluvia. Inicialmente el agua es captada a través de los tragantes en las calles y conexiones domiciliarias, y llevada a una red de tuberías que van ampliando su sección a medida que aumenta el área de drenaje. Posteriormente estos colectores se hacen demasiado grandes y entregan su caudal a una serie de canales de aguas lluvias, los que harán la entrega final al río.

2.5.1 Evaluación del caudal de diseño: En general, puede ser empleado cualquier modelo de lluvia-escorrentía. Para superficies menores de 1300 Ha se recomienda utilizar el Método Racional, dada su simplicidad. Sin embargo, para áreas mayores de 1300 Ha se debería utilizar un modelo más apropiado a las características de la cuenca, por ejemplo el método del hidrograma unitario, el método del Soil Conservation Service u otro método similar.

2.5.2 El Método racional: Este modelo establece que el caudal superficial producido por una precipitación es:

$$Q = 0.2778 C \times I \times A \quad \text{Ecuación 22}$$

en donde:

- ✓ Q = Caudal superficial (m³/s)
- ✓ c = Coeficiente de escorrentía (adimensional)
- ✓ I = Intensidad promedio de la lluvia (mm/hr)
- ✓ A = Área de drenaje (Km²)
- ✓ 0.2778: factor de conversión de unidades

²¹ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 311



2.5.2.1 Área drenaje de drenaje (A): Para determinar el área de drenaje dentro de la ciudad, se procede de manera similar a como se determinaron las áreas para el diseño del alcantarillado sanitario, es decir, trazando diagonales o bisectrices por las manzanas y planimetrando las respectivas áreas aferentes a cada colector. En los casos en los que alrededor de la población exista una cuenca que aporte un gran volumen de agua, se deberán diseñar canales interceptores con el fin de evitar que los conectores iniciales resulten excesivamente grandes.

2.5.2.2 Intensidad de la lluvia (I): Este valor es obtenido a través de un estudio hidrológico de la zona, del cual se obtienen las curvas de intensidad, duración y frecuencia. Es importante recordar que, de acuerdo con estas curvas, la intensidad es inversamente proporcional a la duración y directamente proporcional a la frecuencia de la lluvia. Para poder, entonces, obtener un valor de intensidad de la lluvia en la aplicación del método racional, es necesario definir la frecuencia de la lluvia y su duración. Ver TABLA B-1 y GRAFICA B-2 del APENDICE B de los Anexos.

2.5.2.2.1 Frecuencia de la lluvia: En general, las frecuencias utilizadas varían entre 3 años, como mínimo, hasta valores del orden de 100 años. La escogencia de un valor dependerá de varios criterios tales como importancia relativa de la zona y el área que está drenando. De esta manera, se indican algunos valores que pueden ser utilizados como guías para esta determinación en los tramos o tuberías del alcantarillado:

TABLA No. 10 Frecuencia de diseño en función del tipo de zona.²²

<i>Descripción de la zona</i>	<i>Frecuencia (años)</i>
Zona residencial	3 – 10
Zona comercial e industrial	10 – 50
Colectores principales	10 – 100

²² Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 312

**TABLA No. 11 Frecuencia de diseño según el área drenada.²³**

<i>Descripción de la zona</i>	<i>Frecuencia (años)</i>
Menor de 3 Ha	3
Entre 3 y 10 Ha	5
Mayor de 10 Ha	10

2.5.2.2 Duración de la lluvia: El tiempo de concentración es el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto mas alejado de la cuenca hasta el colector o, en otros términos, es el tiempo requerido desde el comienzo de la lluvia para que toda el área esté contribuyendo al colector en cuestión. El tiempo de concentración puede ser dividido en dos: 1) tiempo de concentración inicial 2) tiempo de recorrido en el colector. El tiempo de concentración inicial es considerado como aquel de recorrido en montaña, terreno plano, cunetas, zanjas y depresiones. Este tiempo depende de las características de la superficie tales como pendiente y tipo de superficie, y oscila entre 10 y 20 minutos. El tiempo de recorrido en el colector dependerá de la velocidad y longitud del colector entre pozos. El caudal máximo producido por una lluvia sobre una cuenca urbana es aquel que tiene una duración de la lluvia al tiempo de concentración de la cuenca. Para la determinación del tiempo de concentración inicial de la cuenca urbana, se pueden emplear diversos métodos, los cuales han sido deducidos de manera empírica y por lo tanto deben de ser utilizados con esmero criterio. Además de los métodos gráficos, existen diversas ecuaciones empíricas para la determinación del tiempo de concentración. Una de ellas es la indicada por:

$$T_{c\min} = 0.0041 \left(\frac{3.28 * L_{cauce}}{\sqrt{S_{cuenca}}} \right)^{0.77} \quad \text{Ecuación 23}$$

En donde:

- $T_{c\min}$ = Tiempo de concentración mínimo de la cuenca en minutos.
- L = Longitud del cauce
- S = Pendiente de la cuenca

²³ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 313



$$S_{cuenca} = \frac{H_{m\acute{a}x} - H_{m\acute{i}n}}{L_{cuenca}} \quad \text{Ecuaci3n 24}$$

- Hmáx= cota más alta de la cuenca
- Hmín= cota más baja de la cuenca
- L= Longitud de la cuenca

Se estima que en términos generales el tiempo de concentración mínimo para cuencas urbanas no debe ser inferior a 15 minutos y en ningún caso menor que 10 minutos.

2.5.2.2.3 Coeficiente de escorrentía (C): El coeficiente de escorrentía tiene un significado similar al del coeficiente de retorno en el cálculo del alcantarillado sanitario. No toda el agua lluvia precipitada llega al sistema del alcantarillado; parte se pierde por factores tales como evaporación, interceptación vegetal, detención superficial en cunetas, zanjas o depresiones, y por infiltración. De todos los factores anteriores, el de mayor importancia es el de infiltración, el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se le llama coeficiente de impermeabilidad. La determinación absoluta de este coeficiente es muy difícil ya que existen hechos que pueden hacer que su valor varíe con el tiempo. Por una parte, las pérdidas por infiltración disminuyen con la duración de la lluvia debido a la saturación paulatina de la superficie del suelo y, por otra parte, la infiltración puede ser modificada de manera importante por la intervención del hombre en el desarrollo de la ciudad, por acciones tales como la tala de árboles y la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales. Una de los métodos para encontrar el coeficiente es la fórmula siguiente:

$$C = U_s * T_s * P_t \quad \text{Ecuaci3n 25}$$

en donde:

- ✓ Us= Uso de suelos
- ✓ Ts= Tipo de suelo
- ✓ Pt= Pendiente de terreno

Ver TABLA B-8 del APENDICE B de los ANEXOS.

**2.5.3 Normas de diseño.****2.5.3.1 Velocidad.**

Velocidad mínima: La velocidad mínima requerida en los alcantarillados pluviales depende de la norma exigida para el proyecto. Se puede usar 1.0 m/s como velocidad mínima admisible.

Velocidad máxima: Para aguas con cantidades no significativas de sedimentos suspendidos, la velocidad máxima es función del material de la tubería como se indica en la TABLA No. 12.

TABLA No. 12 Velocidad máxima para tuberías de alcantarillados, m/s.²⁴

Material de la tubería		Agua con sedimentos coloidales	Agua con fragmentos de arena y grava
➤	Ladrillo común	3.0	2.0
➤	Ladrillo vitrificado y gres	5.00	3.3
➤	Concreto de: ✓ 140 kg/cm ²	3.0	2.0
	✓ 210 kg/cm ²	5.0	3.3
	✓ 250 kg/cm ²	6.0	4.0
	✓ 280 kg/cm ²	6.5	4.3
	✓ 315 kg/cm ²	7.5	5.0
➤	Concreto reforzado mayor de 280 kg/cm ² y curado al vapor	10.0	6.6
➤	Cloruro de polivinilo	10.0	10.0

2.5.3.2 Diámetro mínimo: El diámetro mínimo de la sección de alcantarillas pluviales es de 10 pulgadas (0.25 m).

2.5.3.3 Borde libre en los colectores: A diferencia del alcantarillado sanitario, en el cual hay que tener en cuenta el coeficiente de utilización, el colector debe estar en capacidad de evacuar un caudal a tubo lleno igual o mayor que el caudal de diseño.

²⁴ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 320.



2.5.3.4 Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración mínimo es de 15 minutos.

2.6 Cunetas.²⁵

2.6.1 Definición

Las cunetas son las depresiones en los extremos de las vías, calles o calzadas que recogen el escurrimiento pluvial que drena a éstas, con una capacidad mínima para llevar las aguas lluvias de las mismas, su pendiente longitudinal mínima será de 0.5%.

2.6.2 Diseño de cunetas

Para determinar la capacidad de un tragante colector, es necesario conocer primero las características del escurrimiento en la cuneta aguas arriba de éste. La capacidad de una cuneta depende de su forma, pendiente y rugosidad. Si se conocen las pendientes transversal y longitudinal de la calle, la cuneta puede representarse como un canal abierto de sección triangular y su capacidad hidráulica puede estimarse con la fórmula de Manning de flujo uniforme. Ésta ha sido usualmente representada mediante el nomograma de Izzard que resuelve la siguiente ecuación:

$$Q_o = 0.375 * \sqrt{S} * \left(\frac{z}{n}\right) * y_o^{8/3} \quad \text{Ecuación 26}$$

donde:

Q_o = Caudal en la cuneta, en m³/s

S = Pendiente longitudinal

$1/z$ = Pendiente transversal

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

y_o = Profundidad de flujo, en m

En general las cunetas se construyen con una pendiente transversal del 2 %. Cuando el flujo es del orden de 100 L/s es conveniente interceptar el escurrimiento con un tragante.

²⁵ Reglamento técnico de diseño de cunetas y sumideros. Instituto boliviano de Normalización y Calidad. Abril 2007

2.6.3. Nomograma de Izzard: El nomograma de Izzard, permite calcular la altura de agua en el cordón o bordillo de acera para un caudal dado o viceversa. En los cálculos se debe tener presente que la altura de agua obtenida es para una longitud de cuneta suficiente para establecer un escurrimiento uniforme, siendo esta longitud probablemente 15 m. Invariablemente, una cuneta va gradualmente acumulando agua de modo que el caudal no es constante a lo largo de su longitud. Cuando la sección transversal de la cuneta consiste esencialmente de un pavimento con pendiente uniforme, el caudal puede ser rápidamente calculado usando el nomograma de Izzard para escurrimiento en un canal triangular. Este nomograma es también aplicable a secciones compuestas de dos o más partes de secciones diferentes. El nomograma de Izzard fue construido con base a la anterior ecuación $Q_o = 0.375 \sqrt{S} (z/n) y_o^{8/3}$, para el cálculo de cunetas o canales triangulares, fue presentada en 1946 en la publicación Proceedings Highway Research Board por el Ing. Izzard, de la Bureau Public Roads Washington. E.U.A. Ver Figura R del Apéndice D de los Anexos.

2.6.4. Cunetas de sección triangular: Son canales, en general de sección transversal triangular, situados en los laterales de las calles, entre el lecho vial y las aceras peatonales, destinados a colectar las aguas del escurrimiento superficial y transportarlas hasta los tragantes colectores. Limitados verticalmente por el cordón de acera, tiene su lecho de concreto o el mismo material de revestimiento de la pista de rodadura (Figura No. 2). En calles públicas sin pavimentación es frecuente la utilización de adoquín en la construcción del lecho de las cunetas, conocidas como líneas de agua.

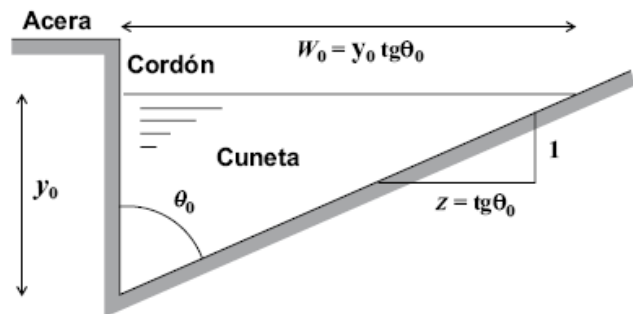
Figura No. 2 Cuneta triangular.

donde:

y_o : Altura máxima del agua en el cordón de acera

w_o : Ancho máximo del espejo de agua

$z = y_o/w_o$, Inversa de la pendiente transversal





Para el cálculo del caudal de las cunetas es posible el empleo de la fórmula de Manning considerando una sección triangular:

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2} \quad \text{Ecuación 27}$$

donde:

- v= Velocidad de escurrimiento
- S= Pendiente longitudinal de la cuneta
- n= Coeficiente de rugosidad de Manning
- R= Radio hidráulico
- Q= v · A. Ecuación de Continuidad
- A= Área de la sección

A partir de la relaciones geométricas y considerando la Figura No. 3, se tiene:
dQ= v.dA.

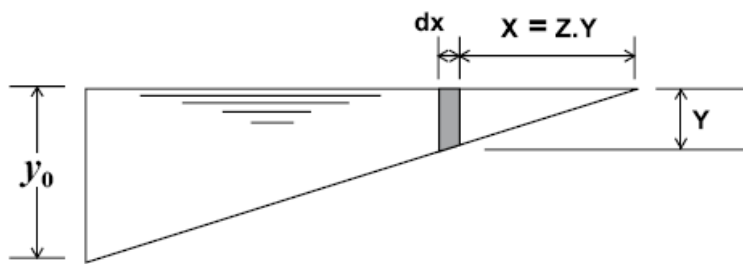


Figura No. 3 Elementos de deducción de la capacidad de una cuenta en canal triangular.

donde: $R = y \cdot dx / dx = y$

$$dA = y \cdot dx$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} = \frac{1}{n} \cdot y^{2/3} \cdot S^{1/2}; \quad y \quad dx / dy = z, \quad \text{o,} \quad dx = z \cdot dy$$

Luego,

$$dQ = \left(\frac{1}{n} \cdot y^{2/3} \cdot S^{1/2} \right) \cdot y \cdot dx; \quad \text{o,} \quad dQ = \left(\frac{1}{n} \cdot z \cdot y^{5/3} \cdot S^{1/2} \right) \cdot dy$$

Integrando la ecuación de dQ/y para “y” variando de cero a y_o, se tiene:

$$Q_o = \sqrt{S} \cdot \frac{z}{n} \cdot \int_0^{y_o} y^{5/3} \cdot dy$$

$$\text{De donde:} \quad Q_o = \sqrt{S} \cdot \frac{z}{n} \cdot \left[\frac{y^{1+\frac{5}{3}}}{1+\frac{5}{3}} \right]_0^{y_o}$$



Resultando: $Q_o = 0.375 \cdot \sqrt{S} \cdot \left(\frac{z}{n}\right) \cdot y_o^{8/3}$

Con Q_o en m³/s y, y_o en metros. Para Q_o en L/s la ecuación toma la forma:

$$Q_o = 375 \cdot \sqrt{S} \cdot \left(\frac{z}{n}\right) \cdot y_o^{8/3} \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde Q_o es el caudal máximo teórico transportado por una cuneta con pendiente longitudinal “S” y transversal “1/z”.

2.6.5. Descarga admisible: En el dimensionamiento de cunetas se debe considerar un cierto margen de seguridad en su capacidad, teniendo en cuenta los problemas funcionales que pueden reducir su poder de escurrimiento como provocar daños materiales con velocidades excesivas. En las pendientes inferiores es frecuente el fenómeno de saturación y obstrucciones parciales a través de sedimentación de la arena y recojo de pequeñas piedras, reduciendo así, la capacidad de escurrimiento. En las pendientes mayores, la limitación de la velocidad de escurrimiento se torna un factor necesario para la debida protección a los peatones y al propio pavimento. Ese margen de seguridad es conseguido por el empleo de “factor de reducción F”, el cual puede ser obtenido de la Figura S del Apéndice D de los Anexos. En este caso, cuando se calcula la capacidad máxima de proyecto tiene la siguiente ecuación:

$$Q_{adm} = F \cdot Q_o = F \left[0.375 \cdot S^{1/2} \cdot \frac{z}{n} \cdot y_o^{8/3} \right] \quad \text{Ecuación 29}$$

2.7. Tragantes

2.7.1 Definición: Los tragantes son elementos que pueden tener o no una capacidad establecida para interceptar el caudal pluvial que corre por la cuneta, para enseguida, conducirlo al sistema de drenaje pluvial. Son también frecuentemente llamadas bocas de tormenta o tragantes. Un tragante ubicado en un punto bajo de una cuneta, puede captar eventualmente toda el agua que alcance (siempre que no quede completamente anegado). En los casos más comunes, de cuneta con pendiente uniforme en un único sentido longitudinal, las



dimensiones significativas son el ancho de la reja normal y el ancho de abertura libre paralela al sentido de escurrimiento en la cuneta.

2.7.2. Tipos de tragantes: Los tragantes pueden ser de varios tipos y su selección está determinada por las características topográficas, el grado de eficiencia del tragante, la importancia de la vía y la posibilidad de acumulación y arrastre de sedimentos en el sector. Dependiendo del tipo de la estructura, localización y del funcionamiento, los tragantes colectores reciben varias clasificaciones agrupadas, como sigue:

a) Tragantes de acuerdo a la estructura de la abertura o entrada.

- simples laterales o de ventana.
- enrejados en cunetas
- combinados o mixtos
- enrejados en calzada
- especiales

b) Tragantes de acuerdo a la localización a lo largo de las cunetas

- intermedios
- de cruces o boca calles
- de puntos bajos

c) Tragantes de acuerdo al funcionamiento

- libres
- ahogados o saturados

Ver FIGURA T del Apéndice D de los Anexos.

2.7.3. Tragantes de acuerdo a la abertura o entrada

a) **Tragantes laterales o de ventana:** consisten en una abertura en el bordillo o cordón de acera a manera de ventana lateral que permite la captación de agua que fluye por la cuneta. La ventana puede estar deprimida con respecto a la cuneta, lo cual permite mayor captación de escurrimiento. Tienen la ventaja de



que por su ubicación no interfiere con el tránsito, pero su mayor inconveniente radica en que captan fácilmente sedimentos y desperdicios, que puede mitigarse con la colocación de rejillas en la ventana. Su eficiencia hidráulica disminuye si no existe depresión en la cuneta o si se encuentra localizado en cunetas con pendiente longitudinal pronunciada. No es recomendable su uso en calles con pendientes longitudinales mayores al 3 %.

2.7.4. Diseño de tragantes: Los tragantes deben dimensionarse para que en conjunto puedan captar las aguas de escurrimiento esperadas para el período de retorno de diseño. Como paso inicial en el dimensionamiento de los tragantes colectores, se debe observar que las de punto bajo deben ser dimensionadas con una holgura adicional, considerando la posibilidad de obstrucciones en tragantes situados a aguas arriba, en caso existan, en las cunetas contribuyentes. Aún, si su localización fuese en puntos donde no hubiere cruce de calles la unidad deberá captar obligatoriamente 100 % de los caudales afluentes. La capacidad de una boca de tormenta/tragante, cualquiera sea su tipo, depende de la altura de agua en el tramo de acera aguas arriba del tragante. Si ésta estuviese ubicada en un tramo de pendiente uniforme, la altura de agua en la cuneta dependerá de sus características como conducto libre. Tales características incluyen la sección transversal, la pendiente y la rugosidad de la cuneta y de las superficies del pavimento sobre el cual escurre el agua. En la determinación de la capacidad del tragante, la primera condición es que las características de escurrimiento en conducto libre de la cuneta aguas arriba sean conocidas.

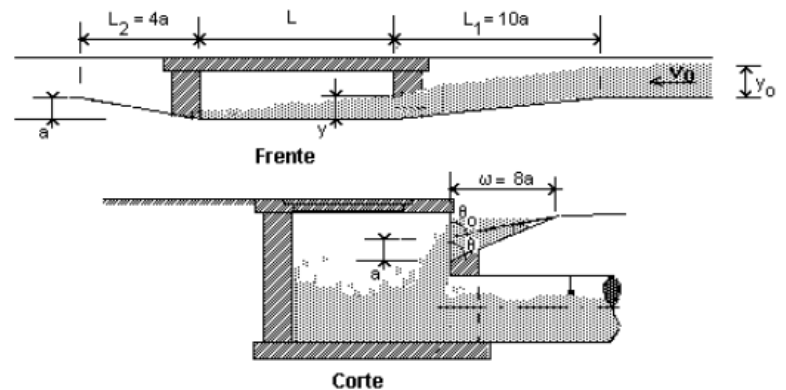
2.7.5. Tragante simple intermediario y de boca calle - lateral o de ventana:

Son tragantes colectores situados sobre aceras y abertura en el cordón, en general dotados de depresión como se muestran en la Figura T del Apéndice D de los Anexos. Se utilizan como elementos de captación del escurrimiento pluvial en vías confinadas por cordones de acera. Así, el caudal de proyecto a ser captado y de la lámina de agua junto al cordón, se procura un caudal por metro

lineal, para una depresión adecuada, de modo que la longitud de la abertura no sea inferior a 0,60 m y ni superior a 1,50 m. Estos elementos y la pendiente transversal de la calzada determinan una sección triangular para el flujo de aproximación al tragante, el cual tiene poca profundidad y un ancho superficial condicionado por las normas que limitan el grado de interferencia con el tránsito de vehículos.

2.7.6. Método Hsiung-Li: Para tragantes colectores estándares o normalizados con dimensiones en función de la depresión “a”, conforme lo mostrado en la Figura No. 4.

Figura No. 4 Tragante lateral con depresión “a”.



donde:

$$\frac{Q}{L} = (K + C) * (\sqrt{y^3 * g})$$

Con $K = 0,23$ si $z = 12$ y $K = 0,20$ si $z = 24$ y 48 . El valor de

“C” es determinado por la expresión: $C = \frac{0.45}{1.12^M}$

Siendo “M” definido como: $M = \frac{L * F^2}{a * \tan \theta_o}$

Con: $\tan \theta_o = \frac{w}{\left[\left(\frac{w}{\tan \theta} \right) + a \right]}$; $F^2 = 2 * \left(\frac{E}{y} - 1 \right)$

donde:

w= Ancho del rebaje.

Se determina el valor de “E” a través de la ecuación:

$$E = \frac{v^2}{2 * g} + y \quad E = \frac{V_o^2}{2 * g} + y_o + a$$

Luego, “y” con la Figura U del Apéndice D de los Anexos, en función de E y Q_o .



2.7.7. Coeficientes de seguridad para tragantes

Como toda obra de ingeniería el tragante no debe ser dimensionado para funcionamiento con su capacidad de captación límite igual al caudal de llegada, esto es, el caudal de definición de sus dimensiones debe ser un poco superior al caudal de proyecto de la cuneta que abastecerá. Algunos factores pueden ser citados como razonables para este procedimiento, tales como: a) Obstrucciones causadas por residuos acarreados por el agua b) Irregularidades en los pavimentos de las calles, en la cuneta y en la entrada del propio tragante c) Hipótesis de cálculo irreales. La ocurrencia de por lo menos una de estas situaciones ciertamente provocará perjuicios al buen funcionamiento del proyecto cuando se solicite en sus condiciones límites. Por motivo de estos argumentos se acostumbra utilizar los coeficientes de seguridad indicados en la Tabla No. 13.

Tabla No. 13 Coeficientes de seguridad para tragantes.

Localización	Tipo	Factor de corrección
Punto bajo	Simples	1.25
	Con rejas	2.00
	Combinada	1.50
Punto intermedio	Simples	1.25
	Reja longitudinal	1.65
	Reja transversal	2.00
	Combinada con longitudinal	1.50
	Combinada con transversal	1.80

2.7.8. Referencia rápida para tragantes de ventana con depresión: En la Tabla No.14, se presentan valores que fueron obtenidos para tragantes laterales de 1,37 m de largo y 15 cm. de altura de ventana.

Tabla No. 14 Valores para tragantes de ventana con depresión.

Pendiente calle %	Capacidad en L/s – para diferentes depresiones “a”			
	0 cm	5 cm	10 cm	15 cm
1.0	2.25	11.70	33.60	64.50
2.0	1.40	9.85	28.60	55.00
3.0	1.12	7.55	23.50	44.30
4.0	0.66	5.33	18.70	34.20
5.0	0.00	3.36	14.00	23.80



2.8 Naturaleza de los suelos

2.8.1 Naturaleza de los suelos: El suelo es un material térmico no homogéneo y poroso cuyas propiedades son influenciadas por los cambios de humedad y densidad. Las partículas individuales de los suelos pueden ser de dos tipos:

- Partículas Granulares: Son conjuntos de cristales minerales del cuarzo y feldespatos principalmente; se las puede observar y presentan formas redondeadas y angulares.
- Partículas Arcillosas: Son partículas laminares minúsculas que se las puede ver a través de un microscopio.

2.8.2. Clasificación de los suelos: Es el ordenamiento de los diferentes suelos en grupos que tienen propiedades semejantes, el propósito es facilitar las actitudes de un suelo por comparación con otros de la misma clase cuyas propiedades se conocen. Existen varios sistemas de clasificación de los cuales los más utilizados son: a) Sistema de clasificación de los suelos según AASHTO. b) Sistema de clasificación de los suelos según SUCS. Ambos métodos se basan en la determinación de la composición granulométrica del suelo y de los límites de Atterberg de la fracción fina de los mismos. Por lo general la clasificación de suelos según la AASHTO se utiliza en vías, y la clasificación de suelos según SUCS se utiliza para cimentaciones.

2.8.2.1 Clasificación unificada de suelos (SUCS): Sistema concebido para permitir la identificación de los suelos en el terreno, los agrupa de acuerdo a su comportamiento como material para construcción en función de sus propiedades de granulometría y plasticidad. El primer paso para clasificar el suelo consiste en identificar si es altamente orgánico o no. De serlo, se anota las principales características como: textura, olor, etc., y se identifica simplemente como turba (Pt); y, si no lo es, se continúa el proceso con ayuda de pruebas de laboratorio, indicando si el suelo es grueso o fino.



2.8.2.1.a Suelos gruesos: Son aquellos suelos que más del 50% de las partículas son retenidas en el tamiz N° 200. Un suelo grueso será grava, si la mayor parte de la fracción gruesa queda retenida en el tamiz N° 4 y se considera como arena en el caso contrario.

2.8.2.1.b Suelos finos: Son aquellos suelos que más del 50% de las partículas pasan el tamiz N° 200. El sistema unificado utiliza símbolos para identificar los suelos y determinar su comportamiento como material de construcción. Las letras que se emplean para distinguir los suelos son: 1. G - grava 2. S - arena 3. M - limo 4. W - bien gradada 5. P - pobremente gradada 6. C - arcilla 7. O - limos y arcillas orgánicas 8. L - baja y media plasticidad 9. H - alta plasticidad 10. Pt - turbas o fangos. Las combinaciones de las letras antes mencionadas son las que permiten la clasificación del suelo. Por ejemplo SW designa una arena bien gradada. La identificación de los suelos se facilita con el empleo de la TABLA K del APENDICE D de los ANEXOS.

2.9 Bombas y estaciones de bombeo²⁶: Una bomba es una máquina hidráulica capaz de transformar energía, absorbiendo un tipo de energía y restituyéndola en otra forma de energía. En general, se considera el fluido que intercambia energía como de peso específico constante y por lo tanto incompresible.

2.9.1 Clasificación de las máquinas hidráulicas: Las máquinas hidráulicas pueden clasificarse de acuerdo con el principio fundamental de funcionamiento, es decir que si se tiene en cuenta que en toda máquina hay un elemento móvil responsable de la transformación de energía, se establece la ecuación de energía entre la entrada y la salida de dichos elemento, así:

$$H_t = h_s + h_i + (h_f + \Sigma h_{mi}) + (h_{fi} + \Sigma h_{mi}) + \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 30}$$

²⁶ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999.



En donde ΔH es la energía transformada. Despejando este valor de la ecuación 30 se tiene:

$$\Delta H = \frac{P_2 - P_1}{\gamma} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + (Z_2 - Z_1) \quad \text{Ecuación 31}$$

De la ecuación 31 surge la primera clasificación de las máquinas hidráulicas en términos de la fuente de suministro de la energía:

Generadores: Si el valor de ΔH es positivo, la energía mecánica es suministrada al líquido. Este es el caso, de las bombas. **Motores:** Si el valor de ΔH es negativo, la energía es suministrada por el líquido. Este es el caso de las turbinas. En el caso particular de las bombas existen tres formas de realizar la restitución de energía, a saber:

- 1) Energía de presión: $\frac{P_1 - P_2}{\gamma}$
- 2) Energía cinética: $\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$
- 3) Energía potencial: $Z_1 - Z_2$

2.9.1.1 Máquinas de desplazamiento positivo: El intercambio de energía se manifiesta en forma de presión. En el caso de bombas, usualmente éstas son de dos tipos: de pistón o de diafragma. El principio de funcionamiento de estas bombas es el del desplazamiento Positivo y su movimiento es generalmente alternativo, aunque pueden ser de movimiento rotativo. Su uso más frecuente ocurre en el campo de la dosificación de químicos, que requiere un caudal pequeño y su altura de elevación no es muy grande.

2.9.1.2 Turbo máquinas: La transformación de energía se hace principalmente en forma de energía cinética. Su movimiento es siempre rotativo y por ello reciben también el nombre de bombas centrífugas. El principio de funcionamiento de estas bombas es la ecuación de Euler. Éstas



son las bombas más comunes en acueductos y alcantarillados y se detallarán más adelante.

2.9.1.3 Máquinas gravimétricas: El intercambio de energía se realiza en forma de energía de posición. Dentro de este tipo de bombas se encuentran las ruedas hidráulicas y el ariete hidráulico.

2.9.2 Bombas centrífugas: También se denominan bombas “roto-dinámicas” porque su movimiento es siempre rotativo. El elemento transmisor de energía, llamado rodete, transmite la energía mecánica suministrada por un motor al fluido en forma de energía cinética. Algunas de las Clasificaciones de las bombas centrífugas son: 1) Dirección del flujo: Flujo radial, axial y radio axial. 2) Posición del eje: Eje vertical, horizontal e inclinado. 3) Presión engendrada: Baja presión, presión media y alta presión. 4) Entrada a la bomba: Aspiración simple y aspiración doble.

2.9.2.1 Elementos constitutivos de las bombas centrífugas: Los elementos de estas bombas se numeran en la FIGURA J del APENDICE D de los Anexos.

1. **Rodete:** Este elemento está conectado con el motor de la bomba y gira con respecto al eje del mismo. Consta de varios álabes que orientan el fluido dentro del rotor e imparten la energía cinética al fluido. Existen varias formas de rodetes: **Rodete cerrado:** Las caras posterior Y anterior conforman una caja y entre ambas caras se fijan los álabes. **Rodete semi-abierto:** Los álabes están fijos a una sola cara. **Rodete abierto:** Sin cara posterior o anterior, los álabes están sujetos al núcleo o parte central.
2. **Corona directriz:** Consta de una serie de álabes fijos que amplían la sección de flujo gradualmente, transformando la energía cinética en energía de presión. Este elemento es opcional.
3. **Caja espiral:** Denominada también la "carcasa", hace parte del sistema difusor y conduce



el agua a la tubería de impulsión. En ella se realiza otra etapa de la conversión de energía cinética en energía de presión. **4. Tubo difusor:** Este elemento hace el empate entre la bomba y la tubería de impulsión. Puede ser recto o de forma tronco-cónica; en este último caso realiza otra etapa de conversión de energía.

2.9.2.1.1 Número específico de revoluciones: Existe una clasificación muy precisa de las bombas, la cual está asociada con la forma del rodete y en la cual se agrupan familias de bombas geoméricamente semejantes. Esta clasificación numérica está dada por el número específico de revoluciones o velocidad específica y se indica en la *Tabla No. 16* Este número es independiente del caudal, altura de elevación o tamaño de la bomba siempre y cuando sean geoméricamente semejantes. El número específico de revoluciones, n_s , no es adimensional y por lo tanto debe calcularse en unidades consistentes entre ellas.

$$n_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{Ecuación 32}$$

En donde:

- n_s = Número específico de revoluciones. N = Revoluciones/min = $60\omega/2\pi$ (con ω = velocidad angular). Q = Caudal (m^3/s) H = Altura dinámica de impulsión (m).

La clasificación de las bombas según el número específico de revoluciones es:

Tabla No. 15 Clasificación de las bombas centrífugas según el número específico de revoluciones, n_s .²⁷

n_s	Características
40 - 80	Rodete completamente radial (lento)
80 - 140	
140 - 300	
300 - 600	Rodete axial-radial o de flujo mixto
600 - 1800	Rodete completamente axial (rápido)

²⁷ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 122.



2.9.2.1.2 Cavitación: El fenómeno de cavitación se presenta cuando la presión en la succión está cercana a la presión de vapor del fluido. En este caso se crean burbujas de aire que al entrar en zonas de mayor presión se rompen de manera abrupta. Este continuo rompimiento de las burbujas es causa de daños en el eje del rotor por lo que se debe evitar este fenómeno. Existe un parámetro de control de la cavitación llamado Altura Neta Positiva de Succión Requerida (CNPS_r) y Disponible (CNPS_d).

CNPS_r: Es función del diseño de la bomba y por la tanto suministrado por el fabricante, Representa la mínima diferencia requerida entre la presión de succión y la presión de vapor a una capacidad dada, sin que se corran riesgos de cavitación. **CNPS_d:** Es función del diseño del bombeo y representa la diferencia entre la altura absoluta y la presión de vapor del líquido. Esta se representa por:

$$CNPS_d = \left[\text{Atura Bar.} - \left(\text{Altura Estática} + \text{Pérd. Fricción} + \frac{V^2}{2g} \right) \right] - P_{\text{vapor}} \quad \text{Ecuación 33}$$

Para evitar el riesgo de cavitación por presión de succión, se debe cumplir que: CNPS_d > CNPS_r. Otra de las causas de cavitación en bombas son las excesivas revoluciones del rotor. En este caso se debe verificar que la velocidad específica de operación no sobrepase la máxima dada por el fabricante.

2.9.3. Relaciones características de las bombas centrífugas²⁸: Las relaciones que se incluyen en lo que sigue se utilizan para predecir el comportamiento de las bombas centrífugas funcionando a velocidades distintas de las que han servido para desarrollar sus curvas características.

Coeficientes de caudal, altura y potencia: En las bombas centrífugas se presentan condiciones de flujo similares de bombas geoméricamente similares. Aplicando los principios de análisis dimensional y el procedimiento propuesto por

²⁸ Ingeniería Sanitaria redes de alcantarillado y bombas de aguas residuales. Metcalf & Eddy, Inc. Editorial Labor S.A. Barcelona 1985. 1ra edición.



Buckingham, se pueden obtener los tres grupos dimensionales independientes siguientes para describir el funcionamiento de las máquinas roto dinámicas entre las que se incluyen las bombas centrífugas.

Donde:

C_Q =Coeficiente de caudal

Q = Caudal

N = Velocidad, rpm

D = Diámetro del rodete

C_H =Coeficiente del altura

H = Altura

C_P =Coeficiente de potencia

P = Potencia absorbida

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2}$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{N_1^2}{N_2^2}$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{N_1^3}{N_2^3}$$

Los puntos de funcionamiento en los que se producen condiciones de flujo similares se denominan puntos correspondientes, y las ecuaciones anteriores solamente se aplican a tales puntos. Sin embargo, cada punto de una curva de caudal-altura de una bomba corresponde a un punto de la curva caudal-altura de una bomba geoméricamente similar que funciona a la misma o diferente velocidad.

2.9.3.1 Leyes de afinidad: En una misma bomba que funciona a diferentes velocidades, su diámetro no varía por lo que se pueden derivar las siguientes relaciones a partir de las ecuaciones siguientes:

$$C_Q = \frac{Q}{ND^3} \text{ Ecuación 34}$$

$$C_H = \frac{H}{N^2 D^2} \text{ Ecuación 35}$$

$$C_P = \frac{P}{N^3 D^5} \text{ Ecuación 36}$$

Estas relaciones, conocidas globalmente como leyes de afinidad, se utilizan para determinar los efectos de los cambios de la velocidad sobre el caudal, altura y potencia absorbida de una bomba. El efecto de las variaciones de velocidad sobre las curvas características de las bombas se obtiene representando gráficamente unas nuevas curvas con el uso de las leyes de afinidad. El nuevo punto de funcionamiento, la intercepción de las curvas de la bomba y del sistema, viene dado por la intercepción de la curva caudal-altura de la bomba con la curva del sistema y no solamente por aplicación de las leyes de afinidad al punto de funcionamiento original.



2.9.4. Protección contra obstrucciones: Cuando la calidad de las aguas servidas a ser bombeadas puedan producir atascamiento u operación defectuosa de los equipos de bombeo, se deberán instalar rejillas con limpieza mecánica o manual y/o dispositivos de molido o desintegración, antes de la entrada a la estación de bombeo.²⁹

2.9.5. Diámetros: Los diámetros de las tuberías de succión y descargas no deben ser menores de 100 mm.

2.9.6 Controles de operación: El arranque y parada de las bombas se debe hacer por medio de conmutadores accionados por flotadores situados en el pozo. La regulación automática debe hacerse de manera que se detenga la bomba cuando el pozo está casi vacío para que la bomba no deje de estar cebada. El flotador puede conectarse con el conmutador por medio de un cable que pase a través de un tubo o tubos en el piso o en la pared. Los tubos y los cables deben ser accesibles y reemplazables, pues están expuestos a corrosión. Los tubos para los flotadores de control deberán localizarse de manera que no sean afectados por la descarga de aguas negras en el pozo, o por la succión de las bombas. Siempre y cuando el tipo de estación lo permita, debe establecerse en sitio conveniente, un indicador de la profundidad de aguas negras para que el operador pueda hacer sus observaciones.

2.9.7. Desagües: Deben tomarse las medidas necesarias para drenar las aguas procedentes de los escapes y desagües que se introduzcan en el pozo seco mediante el uso de una bomba de tragante que descargue encima del nivel de sobrecarga del pozo de succión. Es recomendable también, que se conecte esta tubería de descarga con la toma de la bomba, como un elemento auxiliar.

²⁹ GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Cap. 3-1 a 3-3 INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS ENTE REGULADOR



2.9.8. Válvulas: En las líneas de succión y de descarga de cada bomba deben instalarse válvulas de compuerta. En cada línea de descarga, entre la bomba y la válvula de compuerta se deberá instalar una válvula de retención en posición horizontal y demás accesorios necesarios para la buena operación y el mantenimiento del sistema.

2.9.9. Pozos de succión.

2.9.9.1. Pozos Divididos: Donde sea necesaria la continuidad del servicio de la estación de bombeo, los pozos de succión deberán dividirse en dos celdas debidamente conectadas para facilitar las reparaciones y limpieza.

2.9.9.2. Tamaño: La capacidad efectiva del pozo de succión bajo el tubo de entrada deberá evitar períodos de retención mayores de 10 minutos para la descarga media de diseño y de 30 minutos para la descarga mínima.

2.9.9.3. Declive del Fondo: El fondo del pozo de succión deberá tener una pendiente mínima de 1:1 en la dirección de la toma de bombas.

2.9.10. Características de las tuberías: A diferencia del resto del sistema la línea de bombeo trabaja como conducto a presión y en tal caso la selección de la clase de tubería estará sujeta a las presiones de trabajo a que pueda estar sometida. En la tabla siguiente se indican valores del coeficiente de fricción “C” de Hazen-Williams, para tuberías de uso más corriente.

Material	Coeficiente C
Hierro Fundido Ductil (H°F°D°)	130
Polivinilo (PVC)	150
Polietileno (PE)	150
Hierro Galvanizado (H°G°)	100
Concreto	120



2.9.11. Velocidad: En general, una velocidad mínima de 0.60 m/s mantiene a los sólidos en suspensión y una velocidad de 1.0 m/s puede arrastrar aquellos que hayan podido sedimentarse en la tubería, cuando las bombas no estén operando.

2.9.12. Sobre presión por golpe de ariete: En algunos casos puede requerirse una estimación del efecto de exceso de presión, provocado por la onda de retorno, al interrumpir el bombeo. Aún cuando por las características de una línea de bombeo de aguas residuales, la carga estática es pequeña, conviene verificar el espesor de la tubería para determinar su capacidad de resistencia al impacto por golpe de ariete. La velocidad de la onda de presión se puede considerar igual a la velocidad del sonido para el líquido y tubería. La presión máxima alcanzada en este caso se expresa por la ecuación siguiente:

$$H = Vc \frac{V}{g}$$

Donde:

H=Presión Máxima, m

V_c= Velocidad del sonido, m/s

V= Velocidad del flujo en el momento de la interrupción, m/s

G= Constante gravitacional, 9.8 m/s².

La presión máxima sucede cuando el flujo se interrumpe en un intervalo de tiempo menor que el período del ciclo. El período de tiempo para que la onda complete su ciclo está dado por la ecuación:

$$Vc = \frac{1440}{\left[1 + \frac{K * d}{E * t}\right]^{0.5}}$$

Donde:

K= Módulo de elasticidad del agua, kg/cm²

E= Módulo de elasticidad de la tubería, kg/cm²

d= Diámetro interno de la tubería, m

t= Espesor de la tubería, m

Los sistemas de control del golpe de ariete necesarios para proteger las bombas y tuberías de impulsión pueden ser muy sencillos o muy elaborados. Los sistemas de control normalmente empleados son los siguientes:



2.10 Diagnóstico de impacto ambiental: El término de impacto ambiental tiene hoy diferentes sentidos. Por este término se designan diferentes metodologías, procedimientos o herramientas, que emplean los agentes públicos o privados en el campo de la planificación y gestión ambiental. Se emplea para describir los impactos que pueden provenir de una determinada instalación a ser implantada, así como designar los estudios de los impactos, que ocurrieron o están ocurriendo como consecuencia de una determinada emprendimiento o un conjunto de acciones humanas. Cuando se hacen planes para un nuevo proyecto o desarrollo que podría afectar la calidad del ambiente, se puede llevar a cabo una evaluación del impacto ambiental. El proceso de EIA (Evaluación de impacto Ambiental) incluye calidad de aire, calidad del agua, eliminación de residuos sólidos, factores biológicos y ecológicos, factores socio-económicos. Con la finalidad de considerar los impactos ambientales como un criterio de decisión acerca de las obras o actividades que pueden acarrear una significativa degradación de la calidad ambiental, es necesario realizar una serie de actividades consecutivas, concatenadas de manera lógica. A ese conjunto de procedimientos, se le da el nombre de proceso de evaluación de impacto ambiental. Se le puede dividir en tres etapas, cada una de las cuales agrupa diferentes actividades: 1. La etapa inicial. 2. La etapa de análisis detallado. 3. Etapa post-aprobación.

2.10.1 Principales etapas del proceso de evaluación de impacto ambiental.

- **Selección de acciones:** se trata de seleccionar, entre las innumerables acciones humanas, aquellas que tienen el potencial de causar alteraciones ambientales significativas.
- **Determinación del alcance:** En los casos en que se establece que es necesaria la realización de la EIA, es preciso, antes de iniciarlo, establecer su alcance, o sea, a amplitud y profundidad de los estudios que se llevarán a cabo.



- **Elaboración de los estudios de impacto ambiental:** Esta es la actividad central del proceso de evaluación de impacto ambiental, la que, normalmente, consume más tiempo y recursos, y establece las bases para el análisis de la viabilidad ambiental del emprendimiento.
 - **Análisis técnico del estudio de impacto ambiental:** Los estudios deben ser analizados por una tercera parte, normalmente, el equipo técnico del órgano gubernamental encargado de autorizar la obra, o el equipo de la institución financiera a la cual le fue solicitado el préstamo para ejecutar el proyecto. Se verifica su adecuación a los términos de referencia y a la reglamentación o procedimientos aplicables.
 - **Consulta pública:** Hay diferentes procedimientos de consulta, de los cuales, la audiencia pública es uno de los más conocidos. Hay también diferentes momentos en el proceso de EIA en las que se puede proceder a la consulta, tales como: la preparación de los términos de referencia o la etapa que lleva a la decisión de la necesidad de realizar un estudio de impacto ambiental o incluso durante la realización de dicho estudio.
- 1) **Decisión:** Los modelos de toma de decisión en el proceso de EIA son muy variados y están más ligados a la tradición política de cada jurisdicción. En líneas generales, la decisión final puede caer a: 1. La autoridad ambiental. 2. La autoridad del área a la cual se subordina el emprendimiento. 3. El gobierno (a través de un consejo de ministros o de un jefe de gobierno).
- **Seguimiento monitoreo:** Enseguida de una decisión positiva, la implantación del emprendimiento deberá acompañarse de la implementación de todas las medidas dirigidas a reducir, eliminar o compensar los impactos negativos o potenciar los positivos. Se deberá vigilar durante la fase de funcionamiento, desactivación o cierre. La aplicación del programa de monitoreo debe permitir confirmar o no los pronósticos que se hicieron en el estudio de impacto ambiental.



- **Documentos:** La complejidad del proceso de EIA y sus múltiples actividades vuelvan necesarias la preparación de un gran número de documentos. En la TABLA No. 16 se muestra una visión de conjunto de la documentación. Los nombres precisos dados a cada documento dependerán de la reglamentación en vigor en cada jurisdicción.

TABLA No. 16 Principales documentos técnicos en las diversas etapas del proceso de evaluación de impacto ambiental.

<i>Documentos de entrada</i>	<i>Etapas</i>	<i>Documentos resultantes</i>
Memoria de descripción del proyecto	Selección de acciones	Parecer técnico sobre el nivel evaluación ambiental necesaria
Evaluación ambiental inicial	Evaluación inicial	
Publicación periódico anunciando la intención de realizar determinada iniciativa.	Consulta pública	
Plan de trabajo	Determinación de la profundidad del EIA	Términos de referencia
Términos de referencia	Elaboración del EIA	EIA y resumen técnico
EIA	Análisis técnico del EIA	Parecer técnico
EIA y resumen	Consulta pública	Informe de consulta pública
Publicación en periódicos	Consulta pública	
EIA, resumen y pareceres técnicos	Decisión	Licencia previa
Planes de gestión	Decisión	Licencia de instalación
Informes de implementación del plano de gestión	Construcción	Licencia de operación
Varios documentos	Operación	Informe de monitoreo y desempeño ambiental
Plan de cierre	Desactivación	Licencia de cierre

2.10.2 Instrucciones para el uso de la matriz de Leopold

La matriz de impactos ambientales proporciona un inventario y una presentación conveniente de estos efectos. He aquí las instrucciones:



- 1) Identificar todas las acciones (ubicadas a lo ancho de la parte superior de la matriz) que son parte del proyecto propuesto. Hacer una lista de las características o condiciones ambientales pertinentes en la columna lateral de la matriz.
- 2) Bajo cada acción propuesta realizar una lista de todas las consecuencias que trae consigo cada etapa o parte del proyecto.
- 3) Redactar para cada celda una pequeña descripción de los efectos que causa cada acción del proyecto a los componentes ambientales evaluados.

2.11 INTERCEPTOR NO. 2.

Pasa al sur del Barrio Villa Vallarta, puesto recientemente debido al programa de saneamiento del Lago de Managua (Xolotlán), el cual dirige las aguas hacia la nueva planta de tratamiento de aguas negras de la Ciudad de Managua. Ver Planos en ANEXOS.

2.11.1 Características del Interceptor No. 2.

✓ Gasto de diseño	=	4.216 m ³ /s
✓ Diámetro	=	1700 mm
✓ Profundidad promedio	=	8 m
✓ Material	=	PVS

2.12. Características de la tubería PVC: Las tuberías de PVC están disponibles desde 150 hasta 2400 mm (Ver TABLA H de los Anexo). Este tipo de tubería tiene características que permiten reducir costos sin perder eficiencia ni durabilidad, las cuales son:

- a) **Resistencia a la corrosión:** Su gran resistencia a la acción corrosiva de ácidos, alcalinos o sulfatos lo hace ideal para instalaciones en suelos agresivos.



- b) **Liviandad:** Es una propiedad inherente al PVC, por lo que se hace innecesario el uso de equipo pesado para el manejo, colocación e instalación de la tubería; lo que se traduce en menores costos.
- c) **Bajo coeficiente de rugosidad:** La superficie interior de los tubos de PVC es más lisa comparada con tubería tradicional, permitiendo el empleo de menores diámetros y/o pendientes, lo que disminuye el costo del movimiento de tierras.
- d) **Resistencia a incrustaciones:** Las paredes lisas y libres de porosidad impiden la formación de incrustaciones, proporcionando una mayor vida útil con mayor eficiencia.
- e) **Flexibilidad:** Las cargas sobre las tuberías flexibles son menores que las ejercidas sobre tuberías rígidas, debido a que la carga es soportada por el relleno, las paredes de la zanja y en menor grado por la tubería.
- f) **Unión flexible:** Lo que facilita el ensamblaje y reduce los riesgos de hacer acoples defectuosos; este tipo de unión permite absorber asentamientos diferenciales generados por mala compactación, suelos inestables o sismos.

2.12.1 Velocidad máxima: La velocidad máxima admisible para tuberías de PVC es hasta 10.0 m/s. Ver TABLA No. 12.



CAPITULO III

3 Metodología.

Se describirá la metodología empleada para el desarrollo del proyecto, en donde se puso en práctica los conocimientos adquiridos en las clases, así como los criterios de diseño que regirán el proyecto.

3.1 Estudio de Campo:

3.1.1 Recopilación de Información: Se obtuvo información en las siguientes instituciones: ENACAL, INETER, ALCALDIA DE MANAGUA DISTRITO SEIS, UNI-RUPAP.

3.1.2 Estudio socio-económico: Se realizó una encuesta socio-económica para determinar la aceptabilidad del proyecto, así como determinar el nivel de vida de los habitantes del lugar.

3.1.3 Levantamiento topográfico: Se realizó el levantamiento topográfico de todo el barrio (planimetría y altimetría), así como del lado Oeste del cauce y dos perfiles del cauce ya que carecía del mismo. Se usó una estación total Leica. Las elevaciones se tomaron con respecto al plano provisto por el ENACAL del diseño del Interceptor No. 2 mencionado en el capítulo II. Los materiales usados fueron dos primas, estación total, brújula, cinta y plomadas.

3.2 Estudio de gabinete:

3.2.1 Alcantarillado sanitario:

La red de alcantarillado sanitario lleva las aguas residuales por gravedad hasta un pozo húmedo desde donde las aguas serán bombeadas hasta el Interceptor No. 2 que lleva las aguas hacia la planta de tratamiento de la Ciudad de Managua, ante la imposibilidad de hacer correr las aguas por gravedad hacia dicho interceptor. Se aprovechó la pendiente del terreno para el trazado de la tubería, excluyendo algunos tramos (PVS 19-20; PVS 22-23-30; PVS 26-27-30) por la ubicación del colector principal de la red. La tubería irá ubicada en el



costado Oeste y Norte de las calles de acuerdo a la norma de INAA, y van orientadas principalmente de Sur a Norte y de Este a Oeste.

3.2.1.1 Período de diseño: Es de 25 años tomado de la TABLA F (Período de diseño económico para las estructuras de los sistemas), del APENDICE D de los Anexos. y TABLA No. 2 (*Períodos de diseño*).

3.2.1.2 Población: Las casas beneficiadas serán un total de 358, no tomando en cuenta 37 casas, debido a la ley de costas que considera para lagos una longitud de 5 m de uso público a partir de la costa y 200 metros de uso restringido, y además a un futuro proyecto de la construcción de una carretera costanera al Lago de Managua.

3.2.1.2.a Población actual: Usando lotes de saturación de 6 habitantes en base a un lote típico de 105 m².

3.2.1.2.b Tasa de crecimiento de población: Usando como referencia El VIII Censo de Población Y IV de Vivienda, 2005, la tasa de crecimiento para el departamento de Managua es de 1.4 %, y ya que ésta es menor que la tasa mínima que puede ser usada para la fórmula de Tasa de crecimiento geométrico que es de 2.5 % (Ver capítulo I, inciso 2.3.6.1.a), entonces La tasa de crecimiento usada fue de 2.5 % anual.

3.2.1.2.c Población futura o servida: Para determinar la población futura se usó el método de la Tasa de crecimiento geométrico.

$$P_d = P_o (1 + r)^n$$

Donde:

Pd: Población de diseño.

Po: Población al inicio del período de diseño.

r: Tasa de crecimiento en el período de diseño.

n= Número de año que comprende el período de diseño.



3.2.1.3 Área tributaria total del barrio (sin vías): EL área total es de 41,906.95 m², que equivale a 4.19 Ha.

3.2.1.4 Número de conexiones de agua: El 100% de las casas tienen conexiones de agua potable.

3.2.1.5 Dotación y consumo promedio anual: Según la TABLA No. 3 “Dotaciones de agua” se usó una dotación de 140 L/hab./día. Y el coeficiente de retorno o gasto medio será de un 80% del consumo de agua potable.

$$Q_{promanual} = \frac{hab.*Dot.}{86,400.00}$$

Aporte de aguas residuales doméstico de:

$$Q_{res.doméstico} = \frac{Q_{promanual} * 80\%}{Area(Ha.)}$$

3.2.1.6 Material de la tubería y longitud total de tubería: Será de PVC por las ventajas presentadas en el inciso 2.12 del Capítulo II.

3.2.1.7 Tensión Tractiva y Pendiente Mínima: La pendiente mínima usada es aquella que produce una velocidad no menor que 0.60 m/s que a su vez produce una fuerza a la tracción de 1 Pa.

También se puede escribir:

$$f = W * g * R * S$$

En la cual:

- ✓ f = Tensión de arrastre en Pa
- ✓ W = Peso específico del líquido en kg/m³
- ✓ R = Radio hidráulico a gasto mínimo en m
- ✓ S = Pendiente mínima en m/m
- ✓ g = Gravedad (9.81 m/s²)

3.2.2 Drenaje pluvial:

La red de drenaje pluvial conducirá las aguas de lluvia por gravedad hasta un cabezal o cabezote de entrega que verterá las aguas en el cauce La Primavera



que pasa en el costado Oeste del Barrio Villa Vallarta, que a su vez deposita las aguas en el Lago de Managua o Xolotlán. Se aprovechó la pendiente del terreno para el diseño de la red, exceptuando el tramo PVP 14-15-11, por la ubicación de del colector principal. La tubería irá ubicada el Centro de las calles de acuerdo a las Normas de la Alcaldía, y van principalmente de Sur a Norte y de Este a Oeste. Se usarán tragantes en las esquinas para captar las aguas de lluvia y ser llevadas a la red. Para recolectar las aguas de lluvia se usarán cunetas que dirigirán las aguas a los tragantes.

3.2.2.1 Area de drenaje: A cada tramo del drenaje pluvial se le asignó áreas de drenaje menores a 1 km², Por tanto se usó el método racional.

3.2.2.2 Período de retorno: Se usó un período de retorno de 25 años, tomando como referencia la TABLA B-6 DEL APENDICE B DE LOS ANEXOS; ya que es una zona de tráfico vehicular intermedio y son alcantarillados para ciudades pequeñas.

3.2.2.3 Tiempo de concentración: En zonas urbanas, el tiempo de concentración será el tiempo que tarda una gota de lluvia en llegar hasta cada buzón desde el punto más alejado, es decir tendría tres recorridos típicos, desde el centro del pavimento a la cuneta, de la cuneta al tragante y dentro del conducto hasta el buzón. En este caso el tiempo mínimo fue de 10 minutos. Método racional para cálculo de tiempo de concentración:

$$T_c = 0.0041 \left(\frac{3.28 * L_{cauce}}{\sqrt{S_{cuenca}}} \right)^{0.77}$$

En donde:

- $T_{c \min}$ = Tiempo de concentración mínimo de la cuenca en minutos.
- L= Longitud del cauce
- S= Pendiente de la cuenca

$$S_{cuenca} = \frac{H_{m\acute{a}x} - H_{m\acute{i}n}}{L_{cuenca}}$$

- $H_{m\acute{a}x}$ = cota más alta de la cuenca



- H_{mín}= cota más baja de la cuenca
- L= Longitud de la cuenca

3.2.2.4 Coeficiente de escorrentía: Para encontrar el coeficiente de escorrentía se consideró que la zona tiene un solo tipo de uso de suelo (zona suburbana), tipo de suelo constante (semipermeable, de acuerdo al estudio de suelo del Apéndice H) y una pendiente de terreno promedio entre 1 a 3% (de acuerdo a las pendientes encontradas en el levantamiento topográfico). Se usó como referencia la TABLA B-8 DEL APENDICE B de los ANEXOS.

$$C = U_s * T_s * P_t$$

en donde:

- ✓ U_s= Uso de suelos
- ✓ T_s= Tipo de suelo
- ✓ P_t= Pendiente de terreno

3.2.2.5 Intensidad de precipitación: Tomada de la curva IDF de la *la Estación Managua* ubicada en la *Latitud:* 12°08'36" y la *Longitud:* 86°09'49", con *Código:* 69027 y *Elevación:* 56 msnm. Usando un tiempo de concentración mínimo de 10 minutos y un período de retorno de 25 años. Ver TABLA TABLA-1 y GRAFICA B-2 del APENDICE B de los ANEXOS.

3.2.2.6 Caudales de diseño: Se usó el método racional.

$$Q = 0.2778 C \times I \times A$$

en donde:

- ✓ Q = Caudal superficial (m³/s)
- ✓ C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)
- ✓ I = Intensidad promedio de la lluvia (mm/hr)
- ✓ A = Área de drenaje (Km²)
- ✓ 0.2778= factor de conversión de unidades

3.2.2.7 Material de la tubería y longitud total de tubería: Será de PVC por las ventajas presentadas en el inciso 2.13 del Capítulo II.



3.2.2.8 Tensión Tractiva y Pendiente Mínima: La pendiente mínima será aquella que produzca una velocidad no menor que 0.90 m/s que a su vez produzca una fuerza a la tracción de 1.5 Pa.

También se puede escribir:

$$f = W * g * R * S$$

En la cual:

- ✓ f = Tensión de arrastre en Pa
- ✓ W = Peso específico del líquido en kg/m³
- ✓ R = Radio hidráulico a gasto mínimo en m
- ✓ S = Pendiente mínima en m/m
- ✓ g= Gravedad (9.81 m/s²)

3.2.3 Diseño de Cuneta y tragante.

3.2.3.1. Cuneta.

En el diseño de la cuneta se usaron las dimensiones usadas por la Alcaldía de Managua³⁰ presentadas en el Apéndice C Diseño de Cuneta y tragantes. Se calculó los caudales máximos admisibles de dicha cuneta para diferentes tipos de pendientes longitudinales encontradas en el terreno (siendo la de mayor interés la pendiente mínima para ver si el tirante del caudal de diseño no supera la altura de la cuneta, lo cual determina la necesidad de poner tragantes intermedios), a través de la fórmula de Manning de flujo uniforme (Ecuación 26, explicada en el inciso 3.6 del Capítulo II) y el nomograma de Izzard (Figura R del Apéndice D de los Anexos); y con los caudales hallados se calculó los tirantes hidráulicos para ver si no excedían el tirante de diseño. Se utiliza este método ya que no hay ningún método de referencia o tabla en el *Reglamento de drenaje pluvial para el área del municipio de Managua, Septiembre 1982*; destacando además que el Reglamento facilitado por la Alcaldía no contenía las figuras de cunetas de concreto propuestas, haciendo únicamente referencia el uso de piedra canteras para construir cunetas. De acuerdo a las dimensiones de cuneta usadas actualmente por la Alcaldía en zonas residenciales de Managua (ver

³⁰ Según Freddy Sarria. Departamento de Ingeniería y drenaje de la Alcaldía de Managua.



Apéndice C, Diseño de cuneta y tragante) se encontró que tiene: un talud $Z= 6$, un tirante (y) hasta 15 cm, una lámina de agua de 0.96 m (usando $y=0.15m$), y un coeficiente de rugosidad de Manning (n)= 0.017 (según Tabla D del Apéndice D de los Anexos). El caudal de diseño máximo encontrado fue de 25 L/s, que corresponde al Tragante 20 ubicado en la cuenca A8, sub-cuenca V-15.

3.2.3.2 Tragante.

Los tipos de tragantes usados son llamados tragantes de gaveta o lateral, en los tramos cortos de áreas pequeñas se usarán tragantes simples de 1 m de longitud y en los tramos más largos con áreas mayores se usarán tragantes dobles de 2m, por razones de seguridad, de acuerdo a las dimensiones usadas por la Alcaldía de Managua (ver planos 28 y 29, en los Anexos). Se asumió un caudal máximo de diseño de 25 L/s (del Tragante 20). En primer lugar, para elegir el tipo de tragante, se usó como referencia Tabla M del Apéndice D de los Anexos *“Tragantes de gaveta”* del *Reglamento de drenaje pluvial para el área del municipio de Managua, Septiembre 1982*, que relaciona la pendiente longitudinal, el ancho de la gaveta y la depresión. Se eligió un tragante sencillo con una depresión de 9 cm (mas 5 cm que corresponde al bordillo de la cuneta habiendo una abertura total de 14 cm), se interpoló la Tabla para obtener resultados de Caudales para diferentes tipos de pendientes, usando una pendiente mínima de 0.5%, una media de 1.2% y una máxima encontrada en el terreno de 2.3%, siendo esta última la de mayor interés ya que entre mayor pendiente la capacidad del tragante lateral, con depresiones y ancho pequeño, disminuye. Luego se calculó el caudal por metro lineal, que puede captar el tragante, usando el Método de Hsiung-Li (explicado en el inciso 2.7.6 del capítulo II), para diferentes tipos de pendientes y usando una abertura total de 14cm, igual que el asumido en la Tabla *“Tragantes de gaveta”*. Haciendo una comparación de los resultados mostrados en el Apéndice C de los Anexos, Diseño de cuneta y tragantes, vemos que el error es menor del 5% en todos los casos, el error en gran medida se debe por el uso de gráficos que resta precisión. Pero en los dos resultados nos muestra que tragantes laterales sencillos de 1m pueden



perfectamente interceptar caudales desde 50 L/s, para pendiente una mínima, hasta 41 L/s para una pendiente máxima del terreno del 2.3%; no habiendo por tanto problema con interceptar cualquiera de los caudales de diseño, en cada una de las sub-cuencas.

3.2.4. Diseño de bomba:

La estación de bombeo está ubicada en el costado Oeste del barrio, en un predio vacío perteneciente al Estado (en donde se ubicarán algunas familias en riesgo a inundaciones, que viven a orillas del Lago de Managua, del Barrio Villa Vallarta y otros puntos de Managua), ya que no existe otra ubicación posible, porque otra opción es a orillas de la costa del Lago de Managua, pero por las crecidas del Lago no es conveniente. Las aguas serán bombeadas hacia la cámara vórtex OV 025-158 de Interceptor No. 2, esta cámara pertenece a la colectora OV-025 de 375 mm PVC. El vórtex de la cámara está ubicado en el nivel 51.779m y tiene un caudal de aporte de 299 L/s. El caudal que aporta la estación de bombeo no representa ningún problema para la interceptora, porque en primer lugar, en el diseño de las Interceptoras está incluida toda Managua y sus posibles afluentes, y en segundo lugar, actualmente circula en el interceptor un caudal aproximado de 1,168.98 L/s ($1.169 \text{ m}^3/\text{s}$) que es el que llega a la planta de tratamiento de la Ciudad de Managua³¹, y el diseño del Interceptor es de $4.216 \text{ m}^3/\text{s}$. La capacidad de bombeo de la estación fue de 21.2 L/s que corresponde a un 30% del caudal máximo esperado (según norma INAA) que fue de 15.738 L/s para un período de diseño de 15 años, para equipos de bombeo normales que es de 10 a 15 años, y la altura manométrica es de 17.9 m. Ver APENDICE C diseño de estación de bombeo en los Anexos.

3.2.4.1 Cálculo de diámetro impulsión (D_i):

El diámetro de impulsión será tomado del programa ABS PRO que indica el diámetro requerido de acuerdo al caudal de diseño.

³¹ Según Sergio Rubí Sequeira, Jefe Alcantarillado Sanitario de Managua ENACAL.



3.2.4.2 Velocidad en tubería de impulsión (V_i):

La velocidad de mínima de impulsión será 1 m/s que es la velocidad que puede arrastrar cualquier sedimento que haya quedado en la tubería de impulsión.

$$V_i = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi * D_i^2}{4}}$$

- Q= Caudal a bombear (m^3/s).
- D_i = Diámetro de impulsión (m).
- A = Área tubería (m^2).

3.2.4.3 Tubería de succión (D_s):

Se usó un diámetro igual al de impulsión o el diámetro comercial inmediatamente superior, que cumpliera con las condiciones.

3.2.4.4 Velocidad en tubería de succión (V_s):

La velocidad de succión mínima tendrá que ser 1 m/s.

$$V_s = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi * D_s^2}{4}}$$

- V_i = Velocidad de impulsión (m/s).
- Q= Caudal a bombear (m^3/s).
- D_s = Diámetro de succión (m).
- A = Area tubería (m^2).

3.2.4.5 Sumergencia (S): Para determinar la sumergencia adecuada para la tubería de succión y así evitar la cavitación y remolinos en la cámara de aspiración (pozo húmedo), de acuerdo a la velocidad de succión se usará la TABLA P “Sumersión necesaria para evitar la formación de vórtices en la aspiración de las bombas” del Apéndice D de los Anexos.

3.2.4.6 Cálculo de altura dinámica (Alt. Dinám.):

$$Alt. \text{ dinám.} = Hest. + Perd. \text{ Suc.} + Perd. \text{ Im pul.} + Alt. \text{ de velocidad}$$

-Hest= Altura estática total (succión+impulsión) (m).

- h_s =Altura estática de succión (altura de bomba – altura mínima de bombeo) (m).



➤ h_i = Altura estática de impulsión (altura depósito – altura de bomba) (m).

-Pérdida en la succión: Las pérdidas van a ser igual a la sumatoria de las pérdidas por accesorios más la pérdida por longitud de tubería. Se usará el programa ABS para el cálculo de las pérdidas. Las pérdidas en la tubería se pueden comprobar usando la fórmula de Hazen-Williams:

$$h_f = \frac{10.7 Q^{1.85} L}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

Donde:

C= Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams, igual a 150 para PVC.

Q= Caudal, m³/s.

D= Diámetro de tubería, m.

L= Longitud de tubería, m.

Para las pérdidas en accesorios se usa la siguiente ecuación:

$$K \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

K= factor dado por el programa de acuerdo al tipo de accesorio, velocidad y diámetro.

V= velocidad del líquido en tubería, m/s

G= gravedad, m/s²

-Pérdidas en la impulsión: Las pérdidas van a ser igual a la sumatoria de las pérdidas por accesorios más la pérdida por longitud de tubería. Se usará el programa ABS para el cálculo de las pérdidas.

-Altura de la velocidad =

$$\frac{V_i^2}{2g}$$

➤ V_i = Velocidad de impulsión (m/s).

➤ G= gravedad (9.81 m/s²).

3.2.4.7 Curva de operación del sistema: Con los valores del caudal y la altura dinámica de elevación, se puede entrar a seleccionar la bomba a partir de la curva característica suministrada por los fabricantes, teniendo en cuenta que se debe procurar trabajar con una alta eficiencia. Se trabajará con valores de eficiencia mayores del 60 %. El cálculo se hará para el caso más desfavorable, es decir, cuando el nivel de succión del pozo es mínimo. Además se establecerá



las condiciones de operación promedio de la estación de bombeo, lo cual se logrará determinando la curva de operación del sistema para los niveles extremos (máximos y mínimos) y para diferentes caudales.

3.2.4.8 Potencia de la bomba requerida (Pb): Se usará el programa ABS, pero se puede comprobar con la siguiente fórmula:

$$Pb = \frac{\gamma Q H_t}{e}$$

- γ = peso específico agua (9,81 kN/m³).
- Q = caudal(diseño) (m³/s).
- H_t = (altura dinámica diseño) (m3/s).
- e = (eficiencia diseño)(%).

3.2.4.9 Potencia del motor requerido (Pm): Los motores pueden tener una potencia de 1.15 a 1.20 veces la potencia de la bomba para evitar el recalentamiento de éste y tener en cuenta las pérdidas mecánicas de transmisión de energía. Pero en este caso se usará un motor con una potencia 1.25 veces más que la bomba, que es el que usa el programa ABS.

3.2.4.10 Cavitación: Para evitar la formación de burbujas las cuales dañan el eje de del rotor Altura Neta Positiva Disponible tendrá que ser mayor que la Altura Neta Positiva Requerida.

$$CNPS_d > CNPS_r \quad CNPS_d = \left[\text{Altura Bar.} - \left(\text{Altura Estática} + \text{Pérd. Fricción} + \frac{V^2}{2g} \right) \right] - P_{\text{succión vapor}}$$

- Altura Barométrica: Al nivel del mar la altura máxima de succión es de 760 mm Hg equivalente a 10.33 m de agua. Este valor debe de ser corregido teniendo la en cuenta la elevación sobre el nivel del mar a razón de 1.20 m por cada 1000 m de nivel.

$$\text{Alt. Barométrica} : 10.33m - \frac{1.2 * msnm}{1000}$$

-Altura estática de succión: Será la correspondiente a la altura de sumergencia, en este caso será negativa por estar la bomba por debajo del nivel mínimo.

-Altura de velocidad:

$$\frac{V_s^2}{2g} \quad V_s = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\pi * D_s^2}$$



- V_i = Velocidad de impulsión (m/s).
- Q = Caudal a bombear (m^3/s).
- D_s = Diámetro de succión (m).
- A = Area tubería (m^2).
- V_s = velocidad de succión (m/s).
- g = gravedad ($9.81 m/s^2$).

-Presión de vapor (P_{vapor}): Se usará de acuerdo a la temperatura del agua en este caso se asumirá $15^\circ C$. y una presión de vapor de 0.17 metros de agua ($1.7 KN/m^2$) de acuerdo a la TABLA M “*Propiedades físicas del agua*” del Apéndice D de los Anexos.

3.2.4.11 Velocidad: $n_s < n_{s \text{ máx}}$
$$n_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}}$$

En donde:

- n_s = Número específico de revoluciones.
- N = Revoluciones/min= $60\omega/2\pi$ (con ω = velocidad angular).
- Q = C a u d a l (m^3 / s)
- H = Altura dinámica de impulsión (m).
- $n_{s \text{ máx}}$ = Número específico de revoluciones máximo (dado por el fabricante)

3.2.4.12 Cálculo de la carga normal de operación:

-Golpe de ariete (hga)=
$$hga = \frac{a * V}{g}$$

$$a = \left[\frac{1440}{\sqrt{1 + \frac{E_a * \phi}{E_t * e}}} \right]$$

- a = Velocidad de onda, m/s.
- $V(\text{diseño})$ = Velocidad de circulación del agua en la tubería (m/s).
- E_a =Modulo de elasticidad del agua (kg/cm^2).
- E_t =Módulo del elasticidad del tubo (kg/cm^2).
- e =Espesor de la pared de la tubería (cm).
- ϕ =Diámetro interior de la tubería (m).

-Presión en el nivel de descarga

$$P_{descarga} = (Nivel_{descarga} - Nivel_{bomba}) - Pérdida_{carga}$$

La Pérdida de carga se refiere a la pérdida por impulsión.

-Velocidad de tubería (diseño)=

$$V_d = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\pi * D_i^2}$$



- V_i = Velocidad de impulsión (m/s).
- Q = Caudal a bombear de diseño (m^3/s).
- D_i = Diámetro de impulsión (m).
- A = Área tubería (m^2).
- V_s = Velocidad de succión (m/s).
- g = gravedad ($9.81 m/s^2$).

-Carga normal de operación (CON): $CNO = (Nivel_{descarga} - Nivel_{bomba}) + Pérdida_{carga}$

La Pérdida de carga se refiere a la pérdida por impulsión.

-Presión máxima ($P_{m\acute{a}x}$). $P_{m\acute{a}x} = CNO + 0.2 * h_{ga}$

3.2.5 Diagnóstico de impacto ambiental: De las acciones susceptibles a producir impactos (tanto positivo como negativo), se establecen tres relaciones definitivas: sin alcantarillado sanitario y drenaje pluvial (S.A.D.), etapa de construcción (C) y durante el funcionamiento del proyecto (F). En la segunda fase se identificó las acciones más importantes y los factores ambientales más impactados, separando el sistema de alcantarillado sanitario y el sistema de drenaje pluvial. Y por último se categorizó el orden de los impactos desde los más significativos hasta los menos; procediéndose luego a realizar la gráfica.

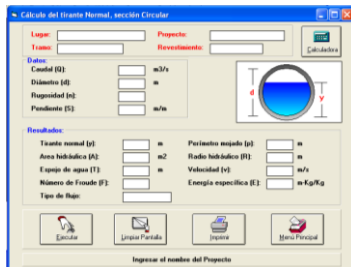
3.2.6 Estudio de suelos: El estudio comprende la clasificación del suelo por medio de análisis granulométrico, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, índice de grupo. Para esto se hizo uso de la metodología del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), que nos permitió determinar y clasificar los diferentes tipos de suelos del Barrio sobre la línea de las colectoras. El estudio sirvió para clasificar el tipo de suelo para el cálculo del coeficiente de escorrentía.

3.2.7 Software: A continuación se expone qué operaciones se hicieron en los diferentes programas usados.

3.2.7.1 Hoja de cálculo de Excel.

FIGURA No. 5. Hoja de cálculo de Excel.

En las hojas de cálculo de Excel se realizó el cálculo de *Empate de los colectores en los pozos por línea de Energía, Flujo subcrítico y supercrítico* para la Red de Alcantarillado Pluvial y Red del Alcantarillado Sanitario.



3.2.7.2 HCANALES para Windows: software para diseño de canales y estructuras hidráulicas.³²

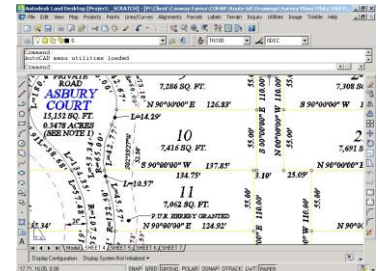
FIGURA No. 6 Ventana de H-CANALES.

El sistema permitió calcular el Tirante Normal y el tirante Crítico para la red de drenaje pluvial y alcantarillado sanitario.

3.2.7.3 Autodesk Land Desktop 2004.³³

FIGURA No.7. Ventana de Autocad-Land.

El Autodesk Land Desktop es una aplicación basada en el AutoCAD® que permitió crear y etiquetar puntos de cota, definir y editar alineaciones del terreno, curvas de nivel y perfiles.



3.2.7.4 ABSEL Programa de Selección de Bombas ABS

FIGURA No.8 Ventana de ABSEL PRO

ABSEL - el Programa de Selección de bombas de ABS - es un software que permitió la selección sencilla

y rápida de la bomba incluida en el catálogo de ABS, así como la impresión de documentación (hojas de datos técnicos, curvas características, croquis dimensionales).

³² <http://www.zoftwarez.net/offimatica/1815-hcanales-para-windows-software-para-dise-o-de-canales-y-estructuras-hidr-licas.html>

³³ <http://www.puntocad.com/descripcion/autocad.htm>



CAPITULO IV

4 Resultados.

4.1 Alcantarillado sanitario:

4.1.1 Población: La encuesta se realizó a un total de 206 casas (52% del total del Barrio), se encontró que habitaban 1,032.00 (un mil treinta y dos) habitantes en un área de 2.983 Hectáreas; dividiendo el número de habitantes entre el área y la cantidad de casas nos da una densidad poblacional de 345.96 hab./Ha. Y un promedio habitacional de 5 hab./casa.

4.1.1.a Población actual: Usando lotes de saturación de 6 habitantes en base a un lote típico de 105 m² y multiplicándolo por las 358 casas nos da 2,148.00 hab. Ahora Multiplicando el promedio habitacional 5 hab./casa por las 258 casas nos da 1,790.00 habitantes. Debido a que la población de saturación fue mayor que el censo realizado en el barrio se usará los lotes de saturación con una población inicial de 2,148.00 habitantes.

4.1.1.b Población futura o servida: Usando el método de la Tasa de crecimiento geométrico.

$$P_d = 2,148.00 (1 + 0.025)^{25}$$

$$P_d = 3,983.00 \text{ hab.}$$

Población de diseño será de 4000.00 hab.

4.1.2 Área tributaria total del barrio (sin vías): EL área total es de 41,906.949 m², que equivale a 4.161 Ha.

4.1.3 Dotación, consumo promedio anual y caudal mínimo.

$$Q_{prom} = \frac{\text{hab.} * \text{Dot.}}{86,400.00}$$

$$Q_{prom} = \frac{4,000.00 \text{ hab.} * 140.00 \text{ L/hab./ día}}{86,400.00 \text{ día/seg.}}$$

$$Q_{prom} = 6.481 \text{ L/seg.}$$

$$Q_{min.} = (1/5) * (6.481 \text{ L/seg.}) = 1.296 \text{ L/seg.}$$



Resultando un aporte de aguas residuales doméstico de:

$$Q_{res.doméstico} = \frac{Q_{promanual} * 80\%}{Area(Ha.)}$$

$$Q_{res.doméstico} = \frac{6.481L / seg. * 0.8}{4.161Ha.}$$

$$Q_{res.doméstico} = 1.246L / seg.Ha.$$

4.1.4 Resumen: Resultaron siete tramos dentro del barrio. 1,523.464 metros lineales de tubería de 150 mm, 79.546 metros lineales de tubería de 200 mm, y 1450.162 m³ de tierra de excavación. Ver también APENDICE C.

4.1.5 Cálculo de población.

4.1.5.a Datos preliminares

A.- Población actual	2.148,00	hab
B.- Tasa de crecimiento (%)	2,50	%
C.- Periodo de diseño (años)	25	años

4.1.5.b Población futura y consumos

$P_d = P_o(1+r)^n$	3.982,27	hab
USAR:	4.000,00	hab
D.- Dotación (Lt/hab/día)	140	lt/hab/día
E.- Consumo promedio (Lt/seg)		
$Q = \text{Pob.} * \text{Dot.} / 86,400$	6,481	lt/seg

4.1.5.c Aporte de aguas residuales domésticas

F.- Área aproximada	4,193	Has
G.- Caudal res. doméstico (Lt/seg.hab)		
$Q = Q \text{ prom.} * 80\% / \text{Área}$	1,237	lt/seg:Hab

4.1.6 Datos de pozos y resultados finales.

Ver APENDICE C “Resultados para alcantarillado sanitario”.



4.2 Drenaje pluvial: Con el programa de Autodesk Land se calculó las áreas correspondientes a cada tramo, así como las distancias de los puntos más alejados de cada área de aporte hasta el punto de descarga, así como las respectivas elevaciones de cada punto. El cálculo de los tirantes normal y crítico a través del programa H-canales.

4.2.1 Resumen: Para el diseño de la red de alcantarillado pluvial se aprovechó las características topográficas del sitio, y el cauce natural que pasa a lo largo del costado Oeste del Barrio Villa Vallarta, ya que las aguas recolectada a través de todo el sistema descargarán al cauce, el cual deposita el caudal al Lago de Managua. De la red resultaron cuatro tramos con una longitud total de tubería de 1,325.976 m, con 128.04 m de 350mm, 1,022.789 m de 450mm, 154.886 m de 500mm, 20.261 m de 600mm. Con una excavación de 999.421 m³. El caudal máximo de salida es de 332.11 L/s. Además resultaron 16 pozos de visita pluvial (PVP) y un cabezal de entrega, 16 áreas de aporte o cuencas que iban entre 0.056 Ha a 0.444 Ha. Para más información ver Apéndice C “Drenaje pluvial”

4.2.2 Cuneta: El tipo de cuneta a usar será el usado por la Alcaldía de Managua, cuyas dimensiones se presentan en el Plano No. 30 y en el Apéndice C “*Diseño de cuneta y tragantes*” y de acuerdo a los resultados este tipo de cuneta puede conducir caudales desde 4.16 L/s hasta 96.90 L/s, con pendiente mínima de 0.5 m/m y máxima de 2.3 m/m encontrada en el terreno, dando como resultado tirantes hidráulicos de 0.11 y 0.08 m respectivamente, los cuales no sobrepasan el tirante hidráulico de diseño de 0.15 m, y por tanto no sobrepasan las cunetas. La velocidad máxima de diseño encontrada fue de 1.26 m/s para una pendiente máxima del terreno de 2.3 m/m.

4.2.3 Tragantes: Los tipo de tragantes a usar son de gaveta o lateral ya que las pendientes son pequeñas y no sobrepasan el 5%, se usarán solamente en las esquinas ya que no hay necesidad de construirlas en el centro de cada tramo, porque los caudales de diseño no sobrepasan las cunetas en los puntos



intermedios. Se usarán tragantes simples en las esquinas que tengan áreas pequeñas de aporte, en este caso menor a $1,100.069 \text{ m}^2$ (0.11Ha), y para áreas mayores de aporte se usarán tragantes dobles por seguridad ante posibles caudales mayores a los de diseño, ya que algunas casas especialmente a orillas del cauce son susceptibles a inundaciones. Además resultaron 32 tragantes y por ende 32 áreas de aporte (sub cuencas), de los cuales 9 serán tragantes sencillos y 23 tragantes dobles, las áreas de aporte van desde 0.011 a 0.22 Ha, resultando un caudal máximo de 25.011 L/s, en el tragante No. 20. Usando este caudal máximo se revisó si no sobrepasaban las cunetas, por tanto no se necesita tragantes intermedios en ningún tramo. Para los tragantes resultaron 187.337 m de tubería, de los cuales 136.178 m son de 450 mm (para tragantes dobles) y 51.159 m son de 350 mm (para tragantes sencillos). De acuerdo a la Tabla M del Apéndice D de los Anexos “*Tragantes de gaveta*” de la Alcaldía de Managua, los tragantes sencillos pueden captar caudales desde 41.10 a 50.0 L/s, para pendientes de 0.5 a 2.3 m/m halladas en el terreno (ver Apéndice C “*Diseño de cunetas y tragantes*”) y comparando con el Método de Hsiung-Li hay una diferencia entre el 0.2-4.8 %. Las dimensiones de los tragantes están en los planos 27 y 28 de los Anexos.

4.3 Levantamiento topográfico: Del levantamiento resultó un total de 940 puntos. Las curvas de nivel principales están ubicadas cada metro y las secundarios están ubicadas cada 0.25 metros.

4.4 Diseño de estación de bombeo: Según los resultados del programa ABS el tipo de bomba a usar es una bomba centrífuga de eje vertical, de 60 HZ, con una potencia de 6.04 Kw, con espacio para sólidos hasta 80 mm; el motor necesita una potencia nominal de 7.5 Kw, una tensión de 460 v, frecuencia de 60 Hz, velocidad nominal de 1700 rpm y un rendimiento de 84.3%. La tubería de impulsión y de succión será 6 pulgadas PVC, el caudal de diseño es de 21.2 L/s y la altura dinámica de 17.9 m; resultando una velocidad de las aguas de 1.1 m/s tanto en la tubería de impulsión como de succión. Además los cálculos dan como



resultado un golpe de ariete de 76.352 PSI (53.681m.c.a) necesitando una tubería PVC SDR-26 (11.2 kg/cm²). El caudal medio (Q_{med}) para un período de 15 años es de 5.185 L/s y el mínimo de 1.307 L/s. De acuerdo a la norma el período de retención para el Q_{med} es 10 min, dando un volumen de 3.11 1 m³, pero con este volumen el tiempo de vaciado de la cámara sería de 3.3 min, muy por debajo del tiempo mínimo para el trabajo del motor, que lo recomendable es de 15 minutos, pero si se diseña para 15 min el caudal de bombeo sería muy pequeño, menor a los 5.185 L/s del Q_{med} que provocaría la elevación de las aguas del pozo húmedo hasta salir de la cámara, por lo que se usará un tiempo de 10 min (que también es permitido para estaciones pequeñas como ésta), por tanto se tendrá que usar un motor de dos velocidades, para que pueda vaciar la cámara en un período mayor a los 10 minutos para el Q_{med} (con velocidad baja) y a la vez pueda ser capaz de bombear el Caudal máximo de diseño (con velocidad alta o nominal); por tanto se usó un altura y caudal equivalente a través de las leyes de afinidad para encontrar la velocidad y caudal adecuado de bombeo para el Q_{med} , dando como resultado una velocidad del motor de 1417 rpm y un caudal de 6 L/s. Además esta velocidad y caudal de bombeo será el más adecuado para los primeros años de bombeo ya que los caudales de descarga al pozo húmedo serán pequeños y así se evitará continuos arranque y paradas, que pueden dañar el motor. Los puntos de control que indican los puntos de paradas y arranques, ya sea para velocidad baja y velocidad alta, así como los puntos de alarma y funcionamiento para la bomba de emergencia, están detallados en el Apéndice C “Diseño de estación de bombeo”. El nivel mínimo de diseño es de 42.184 m y el nivel máximo de 43.334 m. Para evitar daños a la bomba y motor se usarán rejillas con una separación máxima de 80 mm, que son los sólidos máximos puede la bomba bombear. En el diseño de la estación de bombeo únicamente se proponen las dimensiones del pozo húmedo (dividido en dos cámaras para mantenimiento) y de la cámara seca, dejando el diseño estructural para otro estudio ya que no corresponde al área de la ingeniería sanitaria.



CAPITULO V

5 Conclusiones y recomendaciones.

5.1 Conclusiones:

Del presente estudio se puede concluir:

- 1) Para este diseño se consideró una única alternativa de trazado de la red del alcantarillado sanitario, tomando en consideración la topografía del terreno, la ubicación del Intercepto No. 2, no habiendo posibilidad de hacer correr las aguas por gravedad se realizó el diseño de una cámara de bombeo, y algunos tramos se hicieron correr a contra pendiente.
- 2) Para el bombeo de las aguas residuales se diseñó un pozo húmedo dividido en dos cámaras y una cámara seca para ubicar las bombas; para diseñar la bomba y el motor, así como el diámetro y tipo de tubería de impulsión y succión se usó una hoja de cálculo de Excel y el programa ASEL PRO 1.7.2. EL equipo de bombeo fue diseñado para un período de 15 años.
- 3) La red de alcantarillado se diseño para un período de 25 años, servirá a una población de 4,000.00 habitantes, dando a una cobertura del 90% de las viviendas, el resto no se tomó en cuenta por recomendaciones de funcionarios de la Alcaldía de Managua del Distrito Seis y de ENACAL Managua, debido a los derechos de costa y a planes del gobierno de una carretera costanera al lago de Managua.
- 4) Los materiales de las tuberías será de PVC, por ventajas presentadas en el Capítulo II inciso 2.12, las tuberías van de 150 mm y 200 mm para alcantarillado sanitario, y de 350, 450, 500 y 600 mm para drenaje pluvial; y para el bombeo tuberías de 6 plg.
- 5) En el drenaje pluvial se tomó en cuenta una única alternativa aprovechando la pendiente y la ubicación del cauce La Primavera que pasa a lo largo del costado Oeste de Barrio Villa Vallarta, se diseñó una sola red de sur a norte que luego depositará las aguas de lluvia hacia el cauce La primavera.



- 6) En los tramos iniciales y contrapendientes se procuró una pendiente y velocidad mínima de 0.30 m/s para que produjera una fuerza a la tracción de 1 Pa, para el alcantarillado sanitario.
- 7) El análisis de la red de alcantarillado sanitario se hizo con una hoja de cálculo de Excel, así como del programa H-canales para cálculo de tirante normal y crítico.
- 8) Para el análisis de drenaje pluvial se hizo uso de una hoja de cálculo de Excel y el programa H-canales para cálculo de tirante normal y crítico.

5.2 Recomendaciones:

- 1) Tomando en cuenta las limitaciones del estudio se recomienda que la instancia correspondiente actualice los planos de los barrios, así como la ubicación de las colectoras e interceptores de Managua para los futuros diseños, así como la actualización de las normas técnicas para el diseño del drenaje pluvial superficial y subterráneo.
- 2) Revestir el cauce o Construir un muro de contención en el cauce ubicado en el costado oeste del barrio, y reubicar a las personas que están en zonas vulnerables del barrio tales como los bordes del cauce, por posibles inundaciones y erosión del mismo.
- 3) Realizar mantenimiento periódicamente a ambos sistemas especialmente en los tramos en donde la velocidad y la fuerzas tractivas sean menores a las permisibles para evitar estancamientos.
- 4) Definir estrategias de sensibilización hacia la población beneficiada para que estas hagan un buen uso de servicio que se les va a brindar.
- 5) Promover una organización de pobladores más eficiente para que se de formulen iniciativas de proyectos en pro del desarrollo del barrio y se gestionen recursos Para financiar dichos proyectos.



5.3 Bibliografía

- Tesina para optar al título de ingeniero civil: "Abastecimiento de agua potable, sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial de la urbanización puesta del sol, en San Juan del Sur".
- Guías técnicas para el diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales de INAA.
- Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999.
- <http://www.ineter.gob.ni/Direcciones/meteorologia/estudios/caracterizacion%20climatica%20de%20managua.htm>
- <http://es.wikipedia.org/wiki/Managua#Clima>
- <http://es.wikipedia.org/wiki/Alcantarillado#column-one#column-one>
- <http://www.rcadena.com/dp/antecedentes.htm>
- <http://www.arivte.com/Comunidad/tags.php?tag=hidraulica>
- <http://www.zoftwarez.net/offimatica/1815-hcanales-para-windows-software-para-dise-o-de-canales-y-estructuras-hidr-ulicas.html>
- <http://www.puntocad.com/descripcion/autocad.htm>
- Norma Boliviana NB 688 Instalaciones sanitarias alcantarillado sanitario, pluvial y tratamiento de aguas residuales. Dirección General de Saneamiento Básico DIGESBA. Diciembre de 2001. Pág.
- <http://www.monografias.com/trabajos19/canales/canales.shtml#elemen>. Ing. Harvey Condori Luque Perú - Puno – diciembre de 2004
- <http://tesis.pucp.edu.pe/tesis/ver/159>. Ing. Fernando Javier Chávez. Simulación y optimización de un sistema de alcantarillado urbano en la ciudad de Tumbes.
- http://web.usal.es/~javisan/hidro/practicas/Pneta_SCS_fundam.pdf
- Diseño de alcantarillado sanitario de la ciudad de de Malpaisillo-León, Nicaragua. Trabajo monográfico. Br. Carlos Artica, Br. Karla López y Br. Guillermo Orozco. Noviembre 2007. UNI-RUPAP.
- Clasificación de suelos. Sistemas ASTM D-2487 y AASHTO M/ASTM D-3282. Recopilado por Ing. Alfonso Jérez F. Profesor FTC-UNI-RUPAP. Folleto
- www.elnuevodiario.com.ni

ANEXOS

APENDICE A:

Encuesta

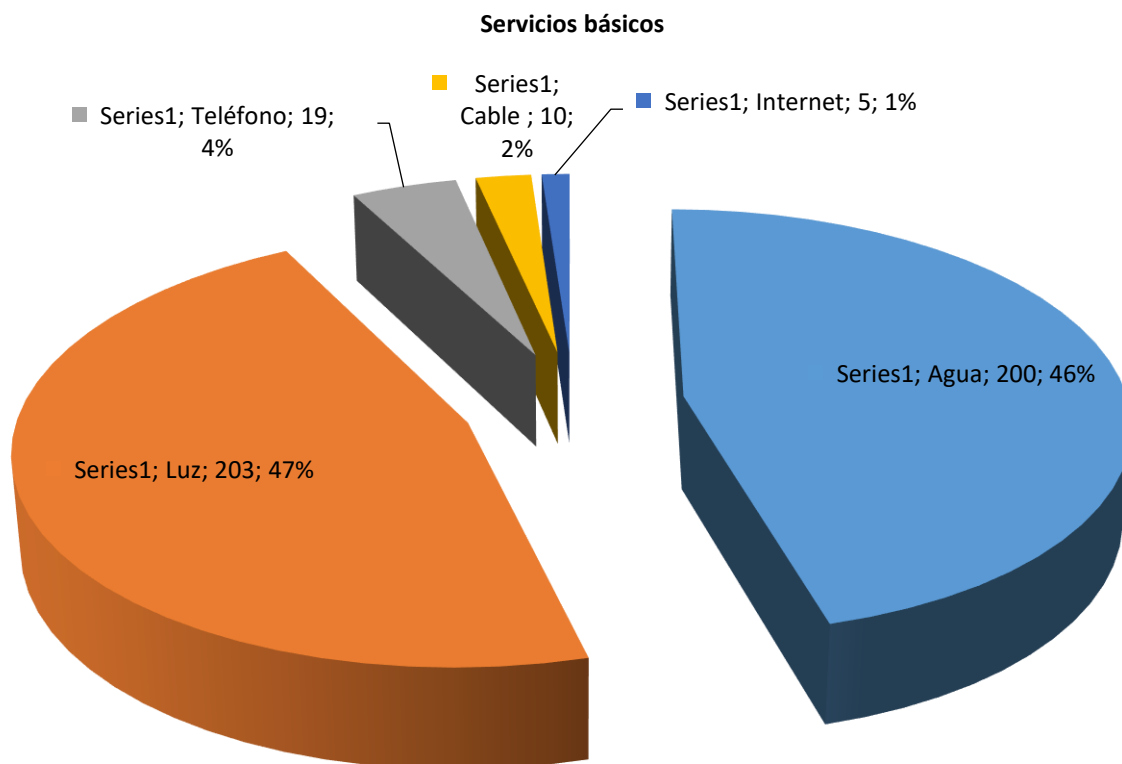
A-1 Formato para encuesta.

Encuesta para estudio demográfico y servicios básicos para Barrio Villa Vallarta

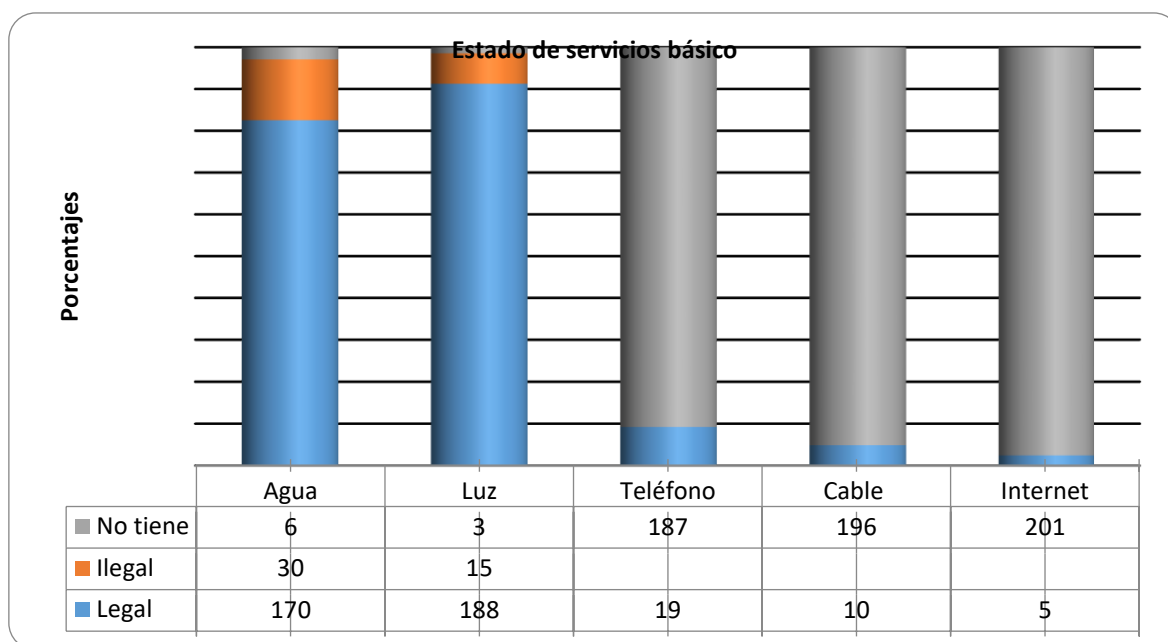
Casa No:	Servicios básicos:	Enfermedades comunes:
Datos del encuestado:	Agua:	Malaria:
Nombre:	días q/hay:	Dengue:
	horas q/hay:	Cólera:
Apellido:	Luz:	Diarrea:
	Teléfono:	Gripe:
Edad:	Cable:	Tos:
	Internet:	Otra:
	Tren de aseo:	
Sexo:		
Nivel de escolaridad:	Viviendas:	Cantidad de personas que habitan:
Primaria:	Mampostería:	0-17:
Secundaria:	Madera:	18-35:
Técnica:	Láminas:	36 a más:
Universitario:	Otros:	
Ninguno:		No de familias en la casa:
Otros:		
Tipo de trabajo:	Puesto de salud:	Saneamiento:
	más cercano:	como elimina las aguas grises:
Formal:		La riega en el patio:
Informal:		La lanza a la calle:

		Tiene pozo de infiltración:
		La descarga en el sumidero:
Ingresos:	Centro educativo:	
	más cercano:	Las aguas negras:
mensuales:		Letrina:
0-2000		Sumidero:
2001-5000		Otros:
5001-10000		
		Disposición de conectarse al sistema de alcantarillado sanitario:
> 10000		si:
		no:

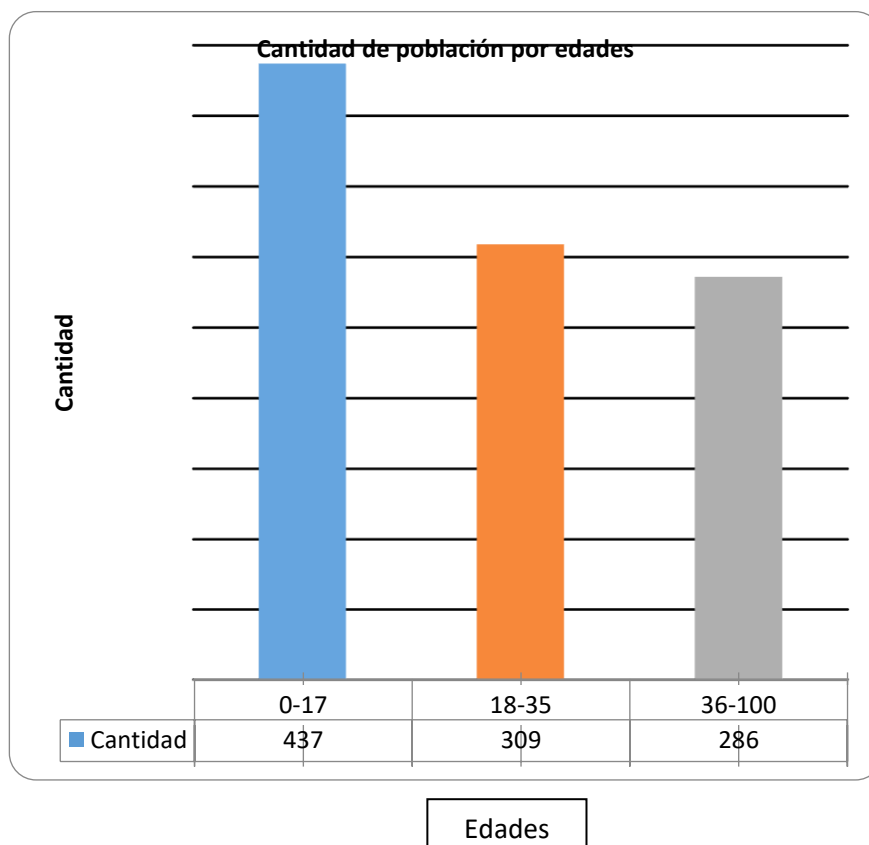
A-2 Gráfica de servicios básico.



A-3 Gráfica de estados de servicios básicos.

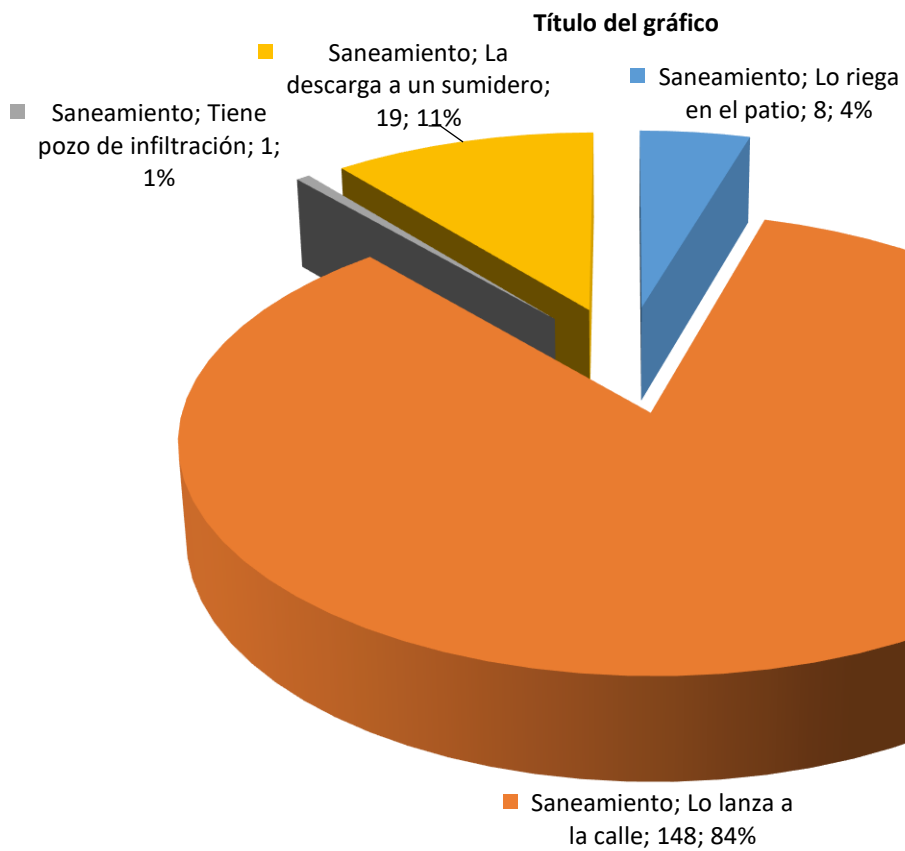


A-4 Gráfica de población por edades.

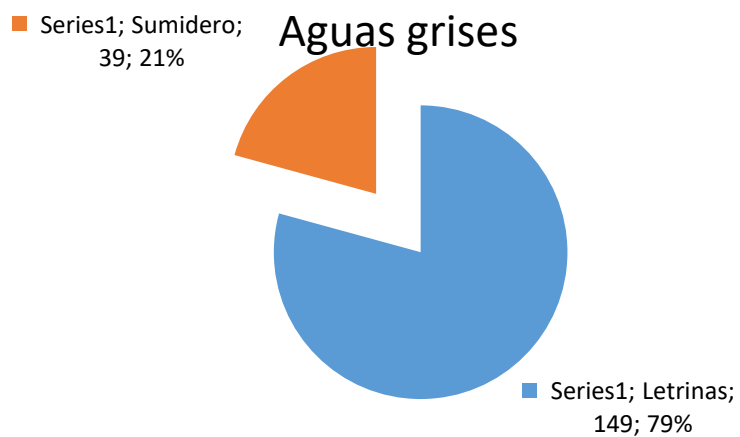


**A-5
Gráfica**

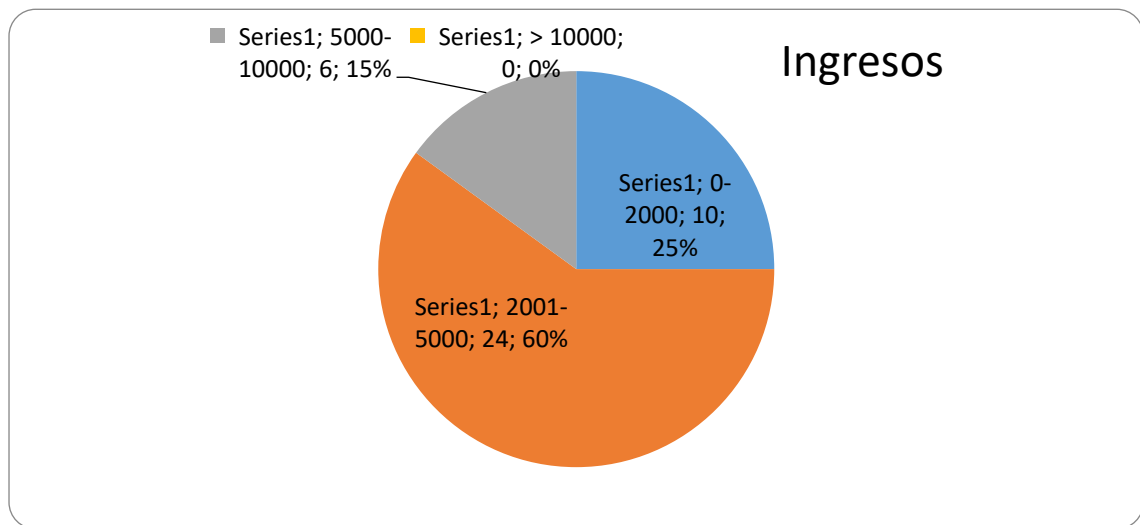
De descarga aguas residuales.



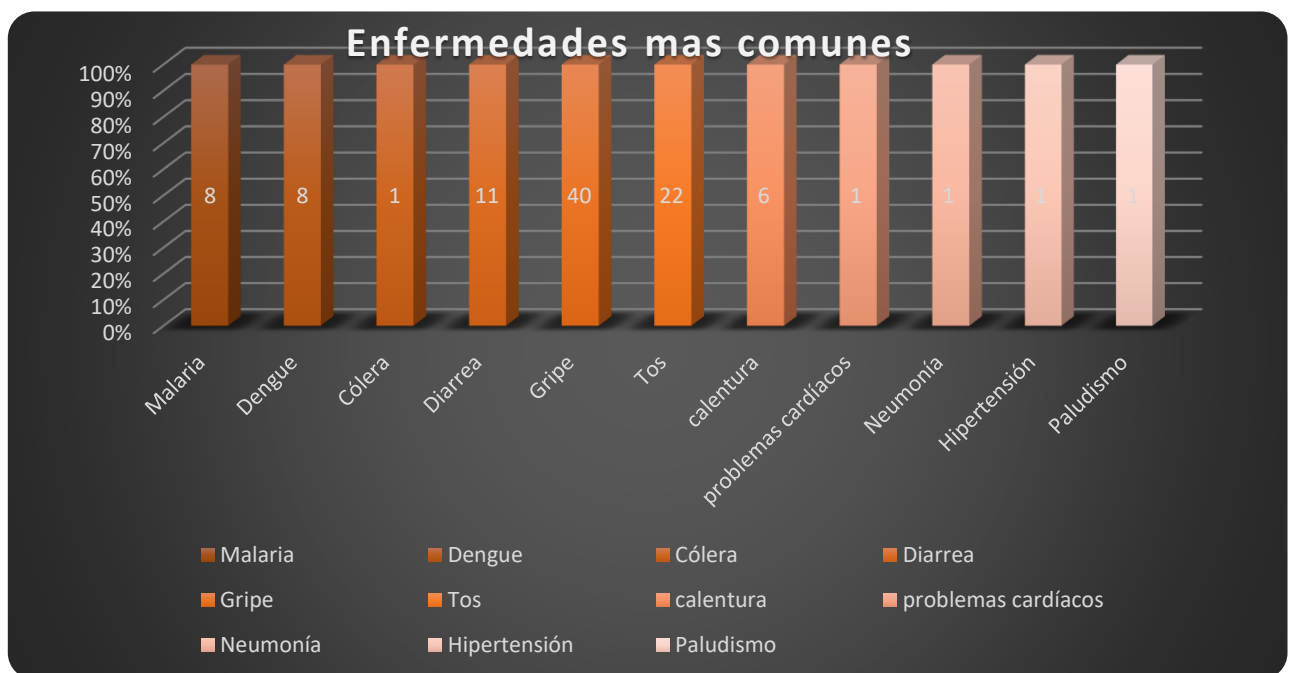
A-6 Gráfica de tipos de servicios sanitarios.



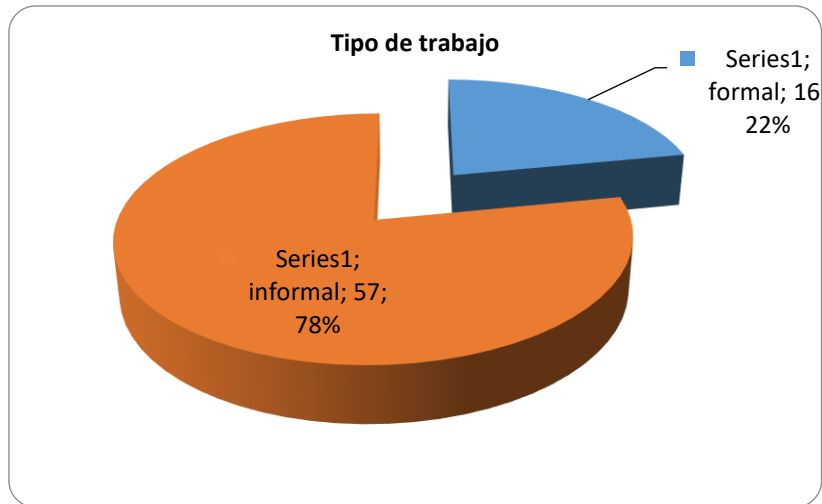
A-7 Gráfica de ingresos mensuales en córdobas.



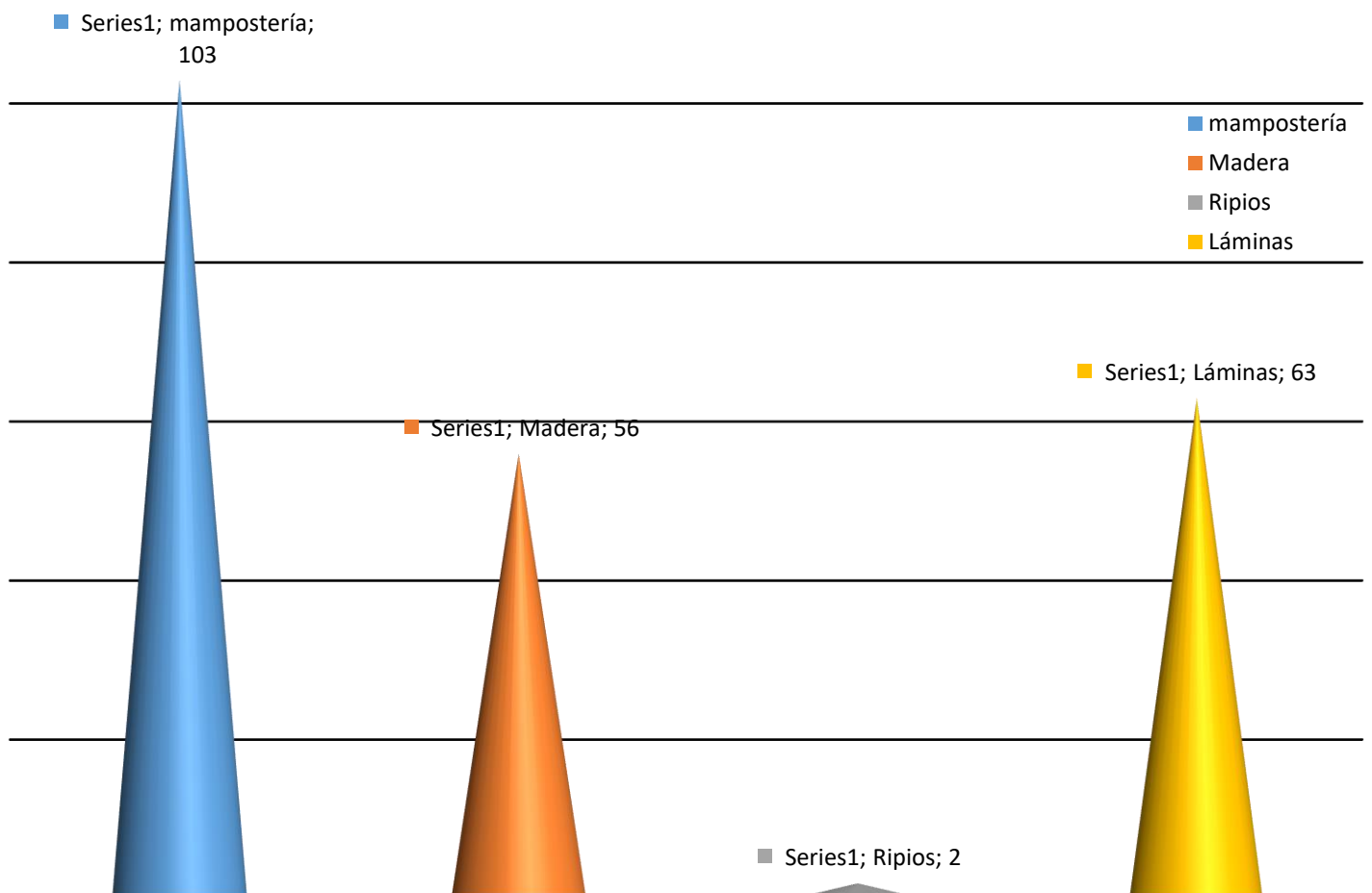
A-8 Gráfica de enfermedades más comunes.



A-9 Gráfica de tipos de trabajo.

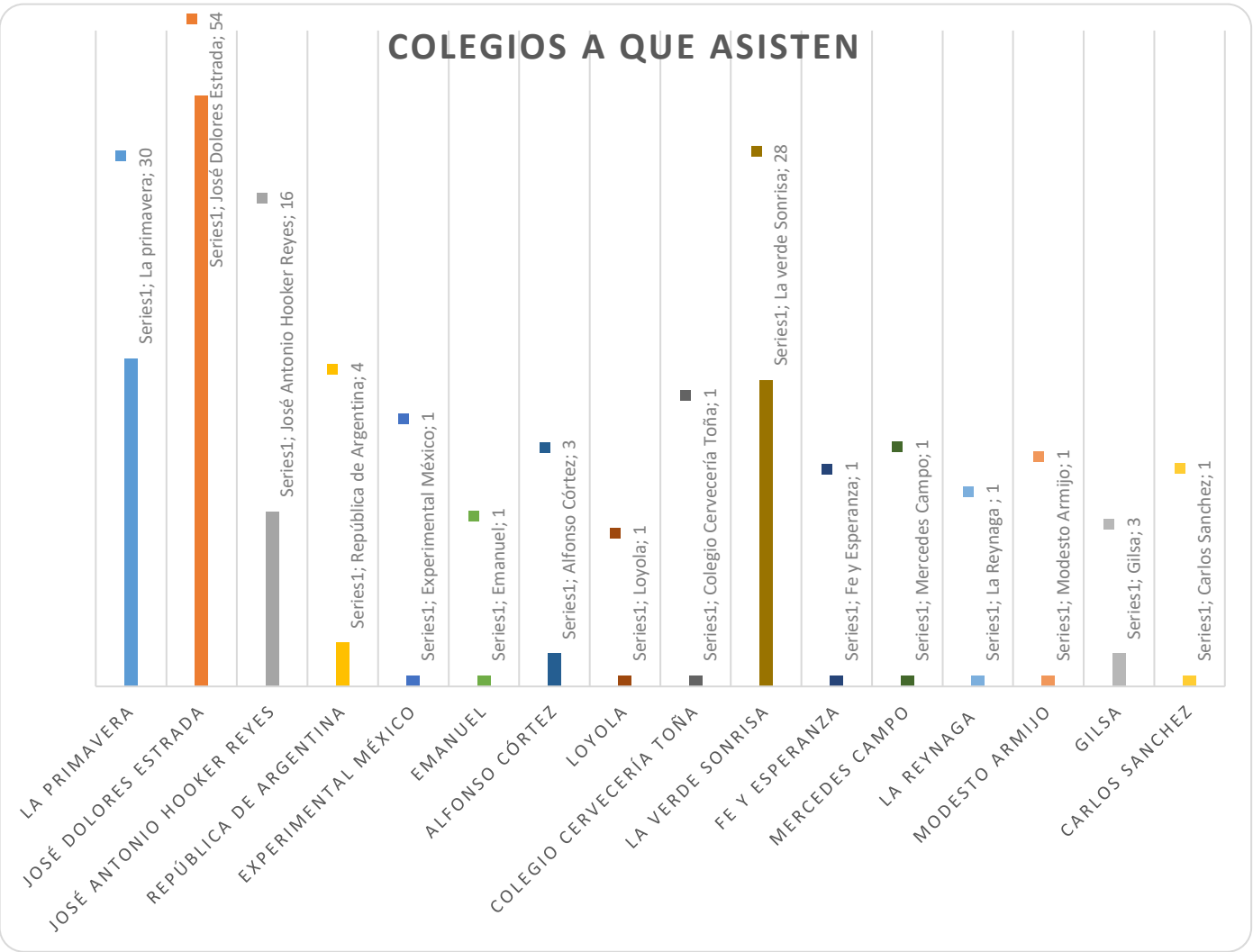


Materiales de casa

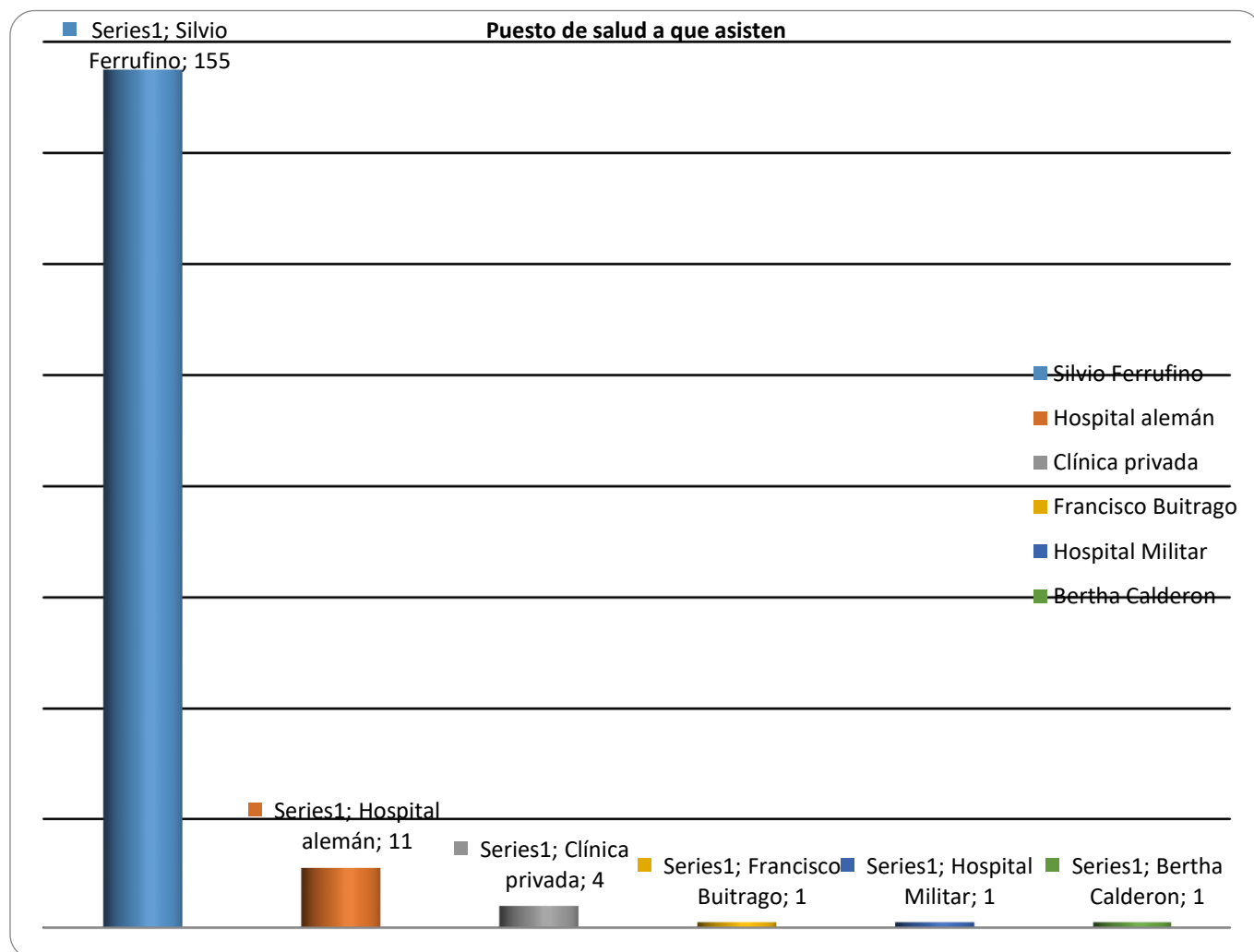


A-10 Gráfica de materiales de construcción de las casas.

A-11 Gráfica de colegios que asisten.



A-12 Gráfica de puestos de salud a que asisten.



APENDICE B: Datos básicos.

TABLA B-1 Intensidades en (mm/h) obtenidas del ajuste estación: Managua

	Tiempo en Minuto						
	5	10	15	30	60	120	360
2 años	152,9	124,8	105,6	72,6	45,1	26,0	9,9
5 años	180,6	147,8	126,3	90,4	60,3	38,4	17,9
10 años	201,9	163,7	139,8	101,2	69,5	46,3	23,4
25 años	233,8	183,7	155,5	113,2	80,2	55,9	31,0
50 años	253,9	198,3	168,0	123,4	88,8	63,1	36,4
100años	280,4	212,1	178,4	131,6	96,3	70,2	42,4

GRAFICA B-2 Curvas IDF ajustadas, Managua.

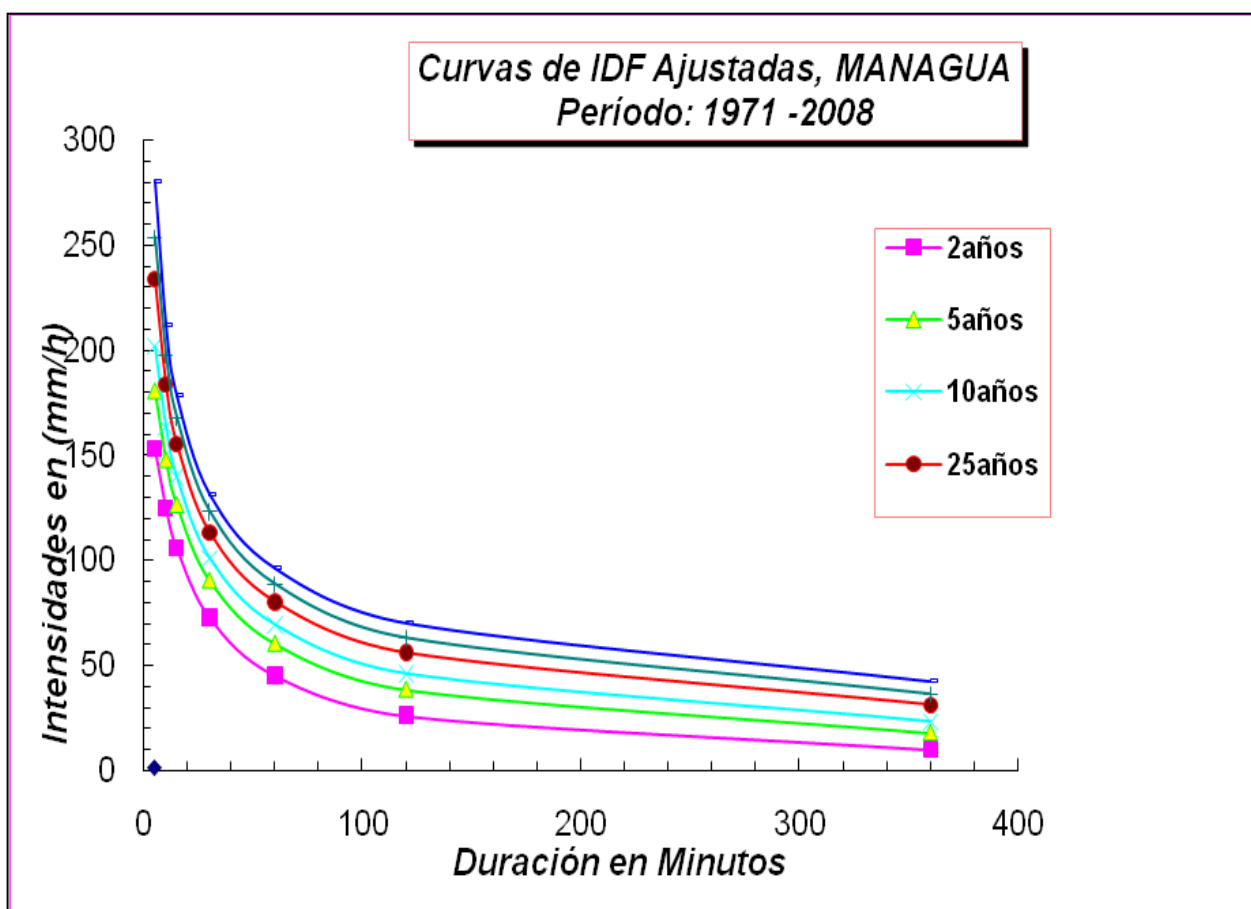




TABLA B-3 Intensidades Máximas anuales de precipitación.

INSTITUTO NICARAGUENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES



INETER

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES DE PRECIPITACION (mm).

ESTACION : AEROPUERTO DE MANAGUA

Latitud : 12° 08' 36"

Longitud : 86° 09' 49"

CODIGO : 069027

Elevación : 56 Msnm

Tipo : HMP

Periodo : 1971 - 2009

AÑOS	5	10	15	30	60	120	360
1971	199,2	112,8	106,4	69,4	41,7	30,2	-
1972	212,4	123,6	86,8	58,8	29,5	18,1	-
1973	200,4	137,4	121,2	89,2	77,7	44,7	-
1974	198,0	115,2	84,0	59,0	44,4	30,9	-
1975	126,0	125,4	118,4	100,0	90,0	65,6	-
1976	123,6	118,2	113,6	72,4	41,6	22,8	-
1977	187,2	142,2	118,4	79,2	52,1	29,2	-
1978	126,0	125,6	90,8	77,0	49,0	30,2	-
1979	121,2	111,6	92,8	57,8	42,4	26,8	-
1980	180,0	178,2	158,4	99,0	63,8	37,3	-
1981	153,6	109,2	104,8	59,6	36,7	23,0	-
1982	155,6	122,4	95,6	68,0	57,7	33,6	-
1983	133,2	102,0	80,8	55,8	35,4	18,1	-
1984	151,2	150,0	123,2	112,8	63,2	32,7	-
1985	150,0	134,4	109,6	106,4	77,3	67,9	-
1986	158,4	103,8	88,0	54,4	28,5	8,9	-
1987	200,4	151,8	119,2	84,4	47,1	17,4	-
1988	212,4	168,8	134,4	93,2	64,2	21,2	-
1989	150,1	120,7	98,0	36,4	25,2	14,8	-
1990	106,2	86,4	72,4	62,5	36,9	14,8	-
1991	238,8	204,0	159,6	82,2	33,8	23,0	-
1992	123,6	111,0	98,0	69,0	39,3	21,5	-
1993	150,0	111,0	87,2	66,0	49,3	29,1	-
1994	122,4	108,6	90,0	60,6	54,3	32,8	-
1995	115,2	114,0	113,0	76,0	76,0	45,8	-
1996	124,8	121,8	120,0	69,6	43,5	23,3	-
1997	120,0	120,0	80,0	64,0	33,4	14,9	-
1998	230,4	141,6	110,4	76,6	43,1	24,5	-
1999	126,0	109,8	84,0	62,4	32,6	22,7	-
2000	124,8	116,4	125,2	89,2	51,2	19,8	-
2001	230,4	164,0	119,2	76,8	46,0	30,6	9,9
2002	126,0	120,0	114,0	90,0	66,5	62,7	27,0
2003	165,6	130,8	120,8	110,0	95,1	58,9	4,6
2004	132,0	104,4	82,0	64,0	36,4	17,3	-
2005	132,0	120,0	108,0	88,0	77,0	42,7	19,0
2006	110,4	108,0	74,8	53,4	41,8	11,0	-
2007	142,8	118,8	94,4	62,8	47,0	27,1	10,6
2008	177,6	172,8	153,6	101,6	69,8	39,5	8,3
2009	178,8	154,2	114,0	84,8	22,9	12,3	-

TABLA B-4 Población por departamento.¹

Población por Departamento			
Departamento	Población	%	Tasa de Crecimiento (por cien)
LA REPÚBLICA	5 142 098	100.0	1.7
Nueva Segovia	208 523	4.1	3.4
Jinotega	331 335	6.4	2.5
Matriz	132 459	2.6	2.1
Estelí	201 548	3.9	1.4
Chinandega	378 970	7.4	0.8
León	355 779	6.9	0.5
Matagalpa	469 172	9.1	2.0
Boaco	150 636	2.9	1.0
Managua	1 262 978	24.6	1.4
Masaya	289 988	5.6	1.8
Chontales	153 932	3.0	0.6
Granada	168 186	3.3	0.8
Carazo	166 073	3.2	1.1
Rivas	156 283	3.0	1.1
Río San Juan	95 596	1.9	3.1
R.A.A.N.	314 130	6.1	4.9
R.A.A.S.	306 510	6.0	1.2

www.inec.gob.ni

TABLA B-5 Distribución porcentual por sexo y relación de masculinidad.²

Distribución porcentual por sexo y relación de masculinidad						
Departamento	Total	Hombres		Mujeres		Relación de Masculinidad
		Total	%	Total	%	
LA REPÚBLICA	5 142 098	2 534 491	49.3	2 607 607	50.7	97.2
Nueva Segovia	208 523	104 689	50.2	103 834	49.8	100.8
Jinotega	331 335	167 509	50.6	163 826	49.4	102.2
Matriz	132 459	66 988	50.6	65 471	49.4	102.3
Estelí	201 548	97 805	48.5	103 743	51.5	94.3
Chinandega	378 970	187 215	49.4	191 755	50.6	97.6
León	355 779	173 337	48.7	182 442	51.3	95.0
Matagalpa	469 172	233 331	49.7	235 841	50.3	98.9
Boaco	150 636	74 299	49.3	76 337	50.7	97.3
Managua	1 262 978	606 067	48.0	656 911	52.0	92.3
Masaya	289 988	142 716	49.2	147 272	50.8	96.9
Chontales	153 932	75 641	49.1	78 291	50.9	96.6
Granada	168 186	82 931	49.3	85 255	50.7	97.3
Carazo	166 073	81 682	49.2	84 391	50.8	96.8
Rivas	156 283	78 600	50.3	77 683	49.7	101.2
Río San Juan	95 596	49 331	51.6	46 265	48.4	106.6
R.A.A.N.	314 130	158 169	50.4	155 961	49.6	101.4
R.A.A.S.	306 510	154 181	50.3	152 329	49.7	101.2

www.inec.gob.ni

¹ Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, INEC. CIFRAS OFICIALES. VIII Censo de Población Y IV de Vivienda, 2005.

² Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, INEC. CIFRAS OFICIALES. VIII Censo de Población Y IV de Vivienda, 2005.

**TABLA B-6 Períodos de retorno (Pr).**

Estructuras de drenaje	Períodos de retorno (años)
Alcantarillas de carretera	
Volúmenes de tráfico bajo	5-10
Volúmenes de tráfico intermedio	10-25
Volúmenes de tráfico altos	50-100
Puentes de carreteras	
Sistema secundario	10-50
Sistema primario	50-100
Drenaje agrícola	
Alcantarillas	5-50
Surcos	5-50
Drenaje urbano	
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2-25
Alcantarillas en ciudades grandes	25-50
Aeropuertos	
Volúmenes bajos	5-10
Volúmenes intermedios	10-25
Volúmenes altos	50-100

TABLA B-7 Otros períodos de retorno.

Obra	Período de retorno (años)
Estructuras provisionales en zanja	5
Drenaje longitudinal, cunetas, etc.	5-10
Estructuras semipermanentes	10
Terrazas de desagüe	10
Pequeñas estructuras permanentes	15-20
Terrazas de absorción, aliviaderos	20
Grandes estructuras permanentes	50-100


TABLA B-8 Coeficiente de escorrentía (C).

Uso del suelo	Us
Vegetación densa, bosques, cafetal con sombras, pastos	0.04
Malezas, arbustos, solar baldío, cultivos perennes, parques, cementerios, campos deportivos	0.06
Sin vegetación o con cultivos anuales	0.10
Zonas suburbanas (viviendas, negocios)	0.20
Casco urbano y zonas industriales	0.30-0.50
Tipo de suelo	Ts
Permeable (terreno arenoso, ceniza volcánica, pómez)	1.00
Semipermeable (terreno arcilloso arenoso)	1.25
Impermeable (terreno arcilloso, limoso, marga)	1.50
Pendiente del terreno (%)	Pt
0.0-3.0	1.00
3.1-5.00	1.50
5.1-10.0	2.00
10.1-20.0	2.50
20.1 y más	3.0
C= US*Ts*Pt	



APENDICE C: Memoria de cálculo y resultados. Alcantarillado sanitario

C.1 Cálculo de tirante normal y crítico con H-canales para alcantarillado sanitario.

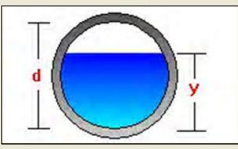
Lugar: Villa Vallarta **Proyecto:** Alcantarillado sanitario 

Tramo: PVS1-PVS2 **Revestimiento:**

Datos:




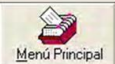
Caudal (Q): m³/s

Diámetro (d): m




Resultados:

Tirante crítico (y):	<input type="text" value="0.0345"/> m	Perímetro mojado (p):	<input type="text" value="0.1501"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0031"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0205"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.1263"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.4886"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.0000"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="0.0467"/> m-Kg/Kg

Realiza la impresión de la pantalla

Lugar: Villa Vallarta **Proyecto:** Alcant. Sanitario 

Tramo: PVS2-PVS3 **Revestimiento:**

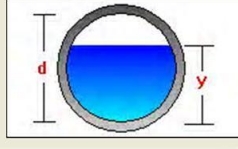
Datos:

Caudal (Q): m³/s

Diámetro (d): m


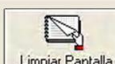


Rugosidad (n):

Pendiente (S): m/m



Resultados:

Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.0240"/> m	Perímetro mojado (p):	<input type="text" value="0.1236"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0018"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0148"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.1101"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.8207"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="2.0319"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="0.0584"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>		

Realiza la impresión de la pantalla

**C.2. Datos de Pozos.**

No. PVS	Coordenadas		Elevación	Estación	Pozo		Distancia (m)	Rumbo	Pendiente		Diferencia de altura	Area propia
	X	Y			De	A			m/m	%		
1	1.561,223	798,497	55,737	0+000	1	2	73,566	N 2d10'48.0" W	-0,022	-2,229	-1,640	0,187
2	1.558,424	872,010	54,097	0+73,566	2	3	48,146	N 0d44'5.5" W	-0,016	-1,610	-0,775	0,137
3	1.557,807	920,152	53,322	0+121,712	3	4	61,482	N 1d51'57.2" W	-0,018	-1,789	-1,100	0,184
4	1.555,805	981,601	52,222	0+183,194	4	5	57,951	N 1d22'54.4" W	-0,006	-0,607	-0,352	0,169
5	1.552,793	1.091,238	51,870	0+241,145	5	6	51,728	N 1d47'17.5" W	-0,018	-1,808	-0,935	0,141
6	1.551,888	1.140,601	50,935	0+292,873	6	7	49,372	N 1d3'3.3" W	-0,009	-0,905	-0,447	0,146
7	1.551,888	1.140,604	50,488	0+342,245	7	8	61,769	N 2d16'47.6" W	-0,012	-1,162	-0,718	0,185
8	1.549,431	1.202,322	49,770	0+404,014	8	9	57,191	N 1d5'44.3" W	-0,012	-1,166	-0,667	0,169
9	1.548,337	1.259,502	49,103	0+461,205	9	28	51,788	N 1d54'58.2" W	-0,010	-1,008	-0,522	0,142
28	1.546,605	1.311,261	48,581	0+512,993	28	29	35,629	S 88d57'54.6" W	-0,033	-3,292	-1,173	0,000
10	1.521,348	803,239	55,078	0+825,821	10	11	66,835	N 0d14'51.4" E	-0,025	-2,518	-1,683	0,172
11	1.521,637	870,074	53,395	0+892,656	11	12	60,081	N 0d46'11.3" W	-0,022	-2,165	-1,301	0,183
12	1.520,830	930,149	52,094	0+952,738	12	13	50,480	N 0d40'49.0" W	-0,020	-2,021	-1,020	0,140
13	1.520,231	980,626	51,074	1+003,218	13	14	49,519	N 0d58'43.5" W	-0,007	-0,739	-0,366	0,100
14	1.519,385	1.030,137	50,708	1+052,736	14	15	60,453	N 1d17'28.5" W	-0,009	-0,921	-0,557	0,113
15	1.518,022	1.090,575	50,151	1+113,190	15	16	59,863	N 2d28'43.0" W	-0,012	-1,236	-0,740	0,140
16	1.515,434	1.150,382	49,411	1+173,053	16	17	49,610	N 1d35'37.0" W	-0,007	-0,675	-0,335	0,168
17	1.514,054	1.199,973	49,076	1+222,663	17	18	49,939	N 1d30'33.4" W	-0,007	-0,669	-0,334	0,134
18	1.512,739	1.249,894	48,742	1+272,602	18	29	60,749	N 1d39'24.7" W	-0,022	-2,196	-1,334	0,172
17	1.514,054	1.199,973	49,076	1+457,225	17	20	31,001	S 85d49'33.2" W	-0,022	-2,226	-0,690	0,031
19	1.471,292	1.195,765	48,234	1+333,350	19	20	12,003	N 80d38'38.4" E	0,013	1,266	0,152	0,013
20	1.483,135	1.197,716	48,386	1+345,353	20	21	68,371	N 5d57'51.1" W	-0,012	-1,223	-0,836	0,239
21	1.476,031	1.265,717	47,550	1+413,724	21	31	43,501	N 0d56'34.0" E	-0,017	-1,740	-0,757	0,165
22	1.480,933	1.335,455	46,373	1+488,226	22	23	11,159	S 82d7'28.0" E	-0,009	-0,950	-0,106	0,068
23	1.491,987	1.333,926	46,267	1+499,385	23	30	23,881	S 4d57'11.4" E	0,031	3,120	0,745	0,045
28	1.546,605	1.311,261	48,581	0+548,622	28	25	67,688	N 1d10'30.9" W	-0,010	-0,951	-0,644	0,203
25	1.545,217	1.378,935	47,937	0+616,310	25	24	54,906	N 2d21'48.1" W	-0,020	-1,996	-1,096	0,165
24	1.542,953	1.433,794	46,841	0+671,216	24	26	34,047	S 85d30'20.4" W	-0,025	-2,470	-0,841	0,032
26	1.509,011	1.431,126	46,000	0+705,263	26	27	65,295	S 2d10'12.7" E	0,012	1,244	0,812	0,223
27	1.511,484	1.365,878	46,812	0+770,558	27	29	55,263	S 0d31'11.4" W	0,011	1,078	0,596	0,160
29	1.510,982	1.310,618	47,408	1+523,266	29	30	16,940	S 88d21'48.7" W	-0,023	-2,338	-0,396	0,000
30	1.494,049	1.310,134	47,012	1+540,206	30	31	17,326	S 86d57'7.3" W	-0,013	-1,264	-0,219	0,000
31	1.476,747	1.309,213	46,793	1+557,533	31	32	20,924	S 85d23'58.6" W	-0,038	-3,790	-0,793	0,067
32	1.455,893	1.307,535	46,000	1+578,457	32	33	24,355	S 85d21'19.2" W	0,014	1,404	0,342	0,000
33	1.431,616	1.305,562	46,342	1+602,811	33							



C.3. Datos de parcelas.

	Perimetro	Area m2	Area Ha	No. Lotes
1	174.416	1,061.607	0,106	9
2	136.959	814.482	0,081	8
3	125.893	714.001	0,071	6
4	155.538	1,008.646	0,101	8
5	159.848	1,045.045	0,105	8
6	144.093	784.089	0,078	8
7	118.179	645.902	0,065	6
8	127.548	724.357	0,072	6
9	155.035	926.993	0,093	9
10	119.728	655.315	0,066	6
11	149.541	908.886	0,091	8
12	126.604	735.593	0,074	6
13	132.111	346.163	0,035	4
14	118.701	654.746	0,065	6
15	147.487	883.408	0,088	8
16	140.924	810.408	0,081	7
17	117.134	256.646	0,026	6
18	147.910	869.116	0,087	8
19	120.700	679.364	0,068	6
20	127.612	725.890	0,073	6
21	142.001	545.519	0,055	5
22	146.429	848.818	0,085	8
23	120.275	689.841	0,069	6
24	132.534	767.130	0,077	6
25	134.562	1,022.823	0,102	5
26	119.853	662.043	0,066	6
27	149.320	913.545	0,091	8
28	155.902	942.670	0,094	9
29	47.117	131.535	0,013	1
30	75.948	305.157	0,031	2
31	179.091	1,368.114	0,137	9
32	162.911	1,017.944	0,102	9
33	122.936	684.078	0,068	7
34	118.894	657.332	0,066	6
35	146.830	846.854	0,085	8
36	141.938	838.827	0,084	7
37	133.731	1,071.852	0,107	6
38	105.851	575.038	0,058	4
39	144.738	868.972	0,087	7
40	147.243	853.312	0,085	8
41	120.283	679.090	0,068	6
42	128.042	736.457	0,074	6
43	113.926	671.925	0,067	3
44	44.634	105.111	0,011	1
45	75.629	344.780	0,034	2
46	144.820	675.444	0,068	4
47	146.802	858.794	0,086	9
48	161.225	971.930	0,097	9
49	170.286	1,060.905	0,106	9
50	114.924	744.799	0,074	6
51	171.944	1,375.191	0,138	12
52	148.595	845.952	0,085	8
53	136.904	794.714	0,079	7
54	142.659	860.540	0,086	7
55	86.678	319.256	0,032	3
TOTAL:		41.906,949	4,193	358



C.4. Resultados para alcantarillado sanitario en la Hoja de cálculo de Excel.

Ancho de pozo=	1,2	m	gravedad =	9,81	m/s ²
Dotación =	140	L / h / d	Densidad poblacional =	346	hab./ha.
Coeficiente de retorno =	80	%	Coef. De rugosidad n =	0,009	
Coeficiente de Infiltracion =	0,5	L / s / km	Coeficiente de Punta =	H	Harmon
Caudal malos empotramientos =	20	%	Peso esp.del agua	1000	Kg/m3
Caudal residual doméstico=	1,237	L/seg.Ha	Cama de arena =	10	cm
Caudal máx. hor. Del día máx=	3,710	L/seg.Ha (Qres.dom.*H)			0,10 m

DATOS INICIALES																							
Pozo		Longitudes (m)			Coef. de Inf. "C" L/s.Km	Área (Ha)			Población (hab.)		Coef. Punta		Caudal residual		Caudales			Rugosidad	pendiente "S" m/m		Diámetro		Diámetro Comercial m
De	A	propia	Tributaria	Acumulada		Propia	Tributaria	Acumulada	Propia	Acumulada	Cálculado	Propuesto	(Q _{res.}) L/seg.Ha	(Q _{max.hor.}) L/seg	Q _{inf.} L/seg	Q _{con.err.} L/seg	Q _{diseño} L/seg		Terreno	Tubería	m	plg	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X
1	2	73,566	0,000	73,566	0,5	0,187	0,000	0,187	65	65	4,291	3,000	3,710	0,694	0,037	0,139	0,869	0,009	0,022	0,024	0,038	1,492	0,15
2	3	48,146	73,566	121,712	0,5	0,137	0,187	0,324	47	112	4,230	3,000	3,710	1,202	0,061	0,240	1,503	0,009	0,016	0,015	0,051	2,001	0,15
3	4	61,482	121,712	183,194	0,5	0,184	0,324	0,508	64	176	4,168	3,000	3,710	1,885	0,092	0,377	2,353	0,009	0,018	0,019	0,058	2,264	0,15
4	5	57,951	183,194	241,145	0,5	0,169	0,508	0,677	58	234	4,122	3,000	3,710	2,512	0,121	0,502	3,134	0,009	0,006	0,010	0,072	2,843	0,15
5	6	51,728	241,145	292,873	0,5	0,141	0,677	0,818	49	283	4,089	3,000	3,710	3,035	0,146	0,607	3,788	0,009	0,018	0,016	0,071	2,795	0,15
6	7	49,372	292,873	342,245	0,5	0,146	0,818	0,964	51	334	4,058	3,000	3,710	3,576	0,171	0,715	4,463	0,009	0,009	0,008	0,086	3,385	0,15
7	8	61,769	342,245	404,014	0,5	0,185	0,964	1,149	64	398	4,023	3,000	3,710	4,263	0,202	0,853	5,317	0,009	0,012	0,014	0,083	3,255	0,15
8	9	57,191	404,014	461,205	0,5	0,169	1,149	1,318	58	456	3,994	3,000	3,710	4,890	0,231	0,978	6,098	0,009	0,012	0,012	0,090	3,527	0,15
9	28	51,788	461,205	512,993	0,5	0,142	1,318	1,460	49	505	3,972	3,000	3,710	5,416	0,256	1,083	6,756	0,009	0,010	0,010	0,096	3,792	0,15
28	29	35,629	512,993	548,622	0,5	0,000	1,460	1,460	0	505	3,972	3,000	3,710	5,416	0,274	1,083	6,774	0,009	0,033	0,031	0,078	3,071	0,15
10	11	66,835	0,000	66,835	0,5	0,172	0,000	0,172	60	60	4,299	3,000	3,710	0,638	0,033	0,128	0,799	0,009	0,025	0,027	0,036	1,414	0,15
11	12	60,081	66,835	126,916	0,5	0,183	0,172	0,355	63	123	4,218	3,000	3,710	1,317	0,063	0,263	1,644	0,009	0,022	0,019	0,050	1,979	0,15
12	13	50,480	126,916	177,396	0,5	0,140	0,355	0,495	48	171	4,172	3,000	3,710	1,836	0,089	0,367	2,292	0,009	0,020	0,019	0,057	2,242	0,15
13	14	49,519	177,396	226,915	0,5	0,100	0,495	0,595	35	206	4,143	3,000	3,710	2,207	0,113	0,441	2,762	0,009	0,007	0,010	0,069	2,712	0,15
14	15	60,453	226,915	287,368	0,5	0,113	0,595	0,708	39	245	4,115	3,000	3,710	2,627	0,144	0,525	3,296	0,009	0,009	0,008	0,077	3,021	0,15
15	16	59,863	287,368	347,231	0,5	0,140	0,708	0,848	48	293	4,083	3,000	3,710	3,146	0,174	0,629	3,949	0,009	0,012	0,013	0,075	2,952	0,15
16	17	49,610	347,231	396,841	0,5	0,168	0,848	1,016	58	352	4,048	3,000	3,710	3,769	0,198	0,754	4,722	0,009	0,007	0,010	0,084	3,316	0,15
17	18	49,939	396,841	446,780	0,5	0,134	1,016	1,150	46	398	4,023	3,000	3,710	4,266	0,223	0,853	5,343	0,009	0,007	0,009	0,090	3,542	0,15
18	29	60,749	446,780	507,529	0,5	0,172	1,150	1,322	60	457	3,994	3,000	3,710	4,904	0,254	0,981	6,139	0,009	0,022	0,019	0,082	3,244	0,15
17	20	31,001	0,000	31,001	0,5	0,031	0,000	0,031	11	11	4,412	3,000	3,710	0,115	0,016	0,023	0,154	0,009	0,022	0,022	0,020	0,791	0,15
19	20	12,003	0,000	12,003	0,5	0,013	0,000	0,013	4	4	4,442	3,000	3,710	0,048	0,006	0,010	0,064	0,009	-0,013	0,038	0,013	0,514	0,15
20	21	68,371	43,004	111,375	0,5	0,239	0,044	0,283	83	98	4,246	3,000	3,710	1,050	0,056	0,210	1,316	0,009	0,012	0,017	0,047	1,859	0,15
21	31	43,501	111,375	154,876	0,5	0,165	0,283	0,448	57	155	4,186	3,000	3,710	1,662	0,077	0,332	2,072	0,009	0,017	0,012	0,060	2,353	0,15
22	23	11,159	0,000	11,159	0,5	0,068	0,000	0,068	24	24	4,371	3,000	3,710	0,252	0,006	0,050	0,308	0,009	0,009	0,015	0,028	1,104	0,15
23	30	23,881	11,159	35,040	0,5	0,045	0,068	0,113	16	39	4,335	3,000	3,710	0,419	0,018	0,084	0,521	0,009	-0,031	0,015	0,034	1,344	0,15
28	25	67,688	0,000	67,688	0,5	0,203	0,000	0,203	70	70	4,283	3,000	3,710	0,753	0,034	0,151	0,938	0,009	0,010	0,015	0,043	1,676	0,15
25	24	54,906	67,688	122,594	0,5	0,165	0,203	0,368	57	127	4,213	3,000	3,710	1,365	0,061	0,273	1,700	0,009	0,020	0,014	0,054	2,122	0,15
24	26	34,047	122,594	156,641	0,5	0,032	0,368	0,400	11	138	4,202	3,000	3,710	1,484	0,078	0,297	1,859	0,009	0,025	0,013	0,057	2,225	0,15
26	27	65,295	156,641	221,936	0,5	0,223	0,400	0,623	77	216	4,136	3,000	3,710	2,311	0,111	0,462	2,884	0,009	-0,012	0,005	0,080	3,139	0,15
27	29	55,263	221,936	277,199	0,5	0,160	0,623	0,783	55	271	4,097	3,000	3,710	2,905	0,139	0,581	3,624	0,009	-0,011	0,005	0,087	3,419	0,15
29	30	16,940	1.333,350	1.350,290	0,5	0,000	3,565	3,565	0	1233	3,739	3,000	3,710	13,226	0,675	2,645	16,546	0,009	0,023	0,005	0,153	6,043	0,2
30	31	17,326	1.385,330	1.402,656	0,5	0,000	3,678	3,678	0	1273	3,730	3,000	3,710	13,645	0,701	2,729	17,075	0,009	0,013	0,005	0,155	6,114	0,2
31	32	20,924	1.557,532	1.578,456	0,5	0,067	4,126	4,193	23	1451	3,690	3,000	3,710	15,556	0,789	3,111	19,456	0,009	0,038	0,005	0,163	6,421	0,2
32	33	24,355	1.578,456	1.602,811	0,5	0,000	4,193	4,193	0	1451	3,690	3,000	3,710	15,556	0,801	3,111	19,468	0,009	-0,014	0,005	0,163	6,423	0,2



Q _{LL}	Q / Q _{LL}	V _{LL}		y (m)	θ	A (m²)	P (m)	T (m)	rh	V (m/s)	V²/2g	E (m)	H	NF	V/V _{LL}	d/D (y/D)	Rh _{LL} /rh	d (y)		Rh _{LL}	V _{LL} m/s	F trac. (Pascal)		Tipo de Flujo
		resultado	Confirmar															resultado	confirmar			resultado	confirmar	
25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR	AS	AT	AU	AV	AW
34,114	0,03	1,930	ok	0,0165	77,479	0,0011	0,1014	0,0939	0,010	0,8219	0,034	0,051	0,011	2,472	0,426	0,110	0,278	0,0165	bajo	0,003	1,011	2,455	ok	Flujo Supercrítico
26,969	0,06	1,526	ok	0,0241	94,521	0,0018	0,1237	0,1102	0,015	0,8188	0,034	0,058	0,017	2,025	0,539	0,161	0,396	0,0241	ok	0,006	1,439	2,184	ok	Flujo Supercrítico
30,353	0,08	1,718	ok	0,0283	102,978	0,0023	0,1348	0,1174	0,017	1,0168	0,053	0,081	0,020	2,312	0,594	0,189	0,458	0,0283	ok	0,008	1,665	3,200	ok	Flujo Supercrítico
22,020	0,14	1,246	ok	0,0383	121,406	0,0036	0,1589	0,1308	0,022	0,8807	0,040	0,078	0,027	1,705	0,709	0,255	0,597	0,0383	ok	0,013	2,172	2,197	ok	Flujo Supercrítico
27,854	0,14	1,576	ok	0,0374	119,823	0,0034	0,1568	0,1298	0,022	1,1006	0,062	0,099	0,027	2,158	0,700	0,249	0,585	0,0374	ok	0,013	2,128	3,444	ok	Flujo Supercrítico
19,696	0,23	1,115	ok	0,0486	138,781	0,0050	0,1817	0,1404	0,027	0,8999	0,041	0,090	0,035	1,529	0,809	0,324	0,728	0,0486	ok	0,020	2,648	2,142	ok	Flujo Supercrítico
26,055	0,20	1,474	ok	0,0460	134,506	0,0046	0,1761	0,1383	0,026	1,1567	0,068	0,114	0,033	2,026	0,786	0,307	0,696	0,0460	ok	0,018	2,532	3,586	ok	Flujo Supercrítico
24,122	0,25	1,365	ok	0,0514	143,319	0,0054	0,1876	0,1424	0,029	1,1388	0,066	0,117	0,038	1,875	0,834	0,343	0,761	0,0514	ok	0,022	2,769	3,360	ok	Flujo Supercrítico
22,020	0,31	1,246	ok	0,0570	152,227	0,0062	0,1993	0,1456	0,031	1,0965	0,061	0,118	0,042	1,702	0,879	0,380	0,825	0,0570	ok	0,025	2,999	3,034	ok	Flujo Supercrítico
38,771	0,17	2,194	ok	0,0425	128,641	0,0041	0,1684	0,1352	0,024	1,6450	0,138	0,180	0,030	3,009	0,752	0,283	0,652	0,0425	ok	0,016	2,372	7,437	ok	Flujo Supercrítico
36,183	0,02	2,048	ok	0,0154	74,752	0,0010	0,0979	0,0911	0,010	0,8360	0,036	0,051	0,010	2,605	0,408	0,103	0,261	0,0154	bajo	0,003	0,948	2,588	ok	Flujo Supercrítico
30,353	0,05	1,718	ok	0,0237	93,686	0,0018	0,1226	0,1094	0,015	0,9173	0,043	0,067	0,016	2,288	0,534	0,158	0,390	0,0237	ok	0,006	1,417	2,724	ok	Flujo Supercrítico
30,353	0,08	1,718	ok	0,0279	102,195	0,0023	0,1338	0,1167	0,017	1,0110	0,052	0,080	0,019	2,316	0,589	0,186	0,452	0,0279	ok	0,008	1,644	3,159	ok	Flujo Supercrítico
22,020	0,13	1,246	ok	0,0358	116,977	0,0032	0,1531	0,1279	0,021	0,8537	0,037	0,073	0,025	1,714	0,682	0,239	0,563	0,0358	ok	0,012	2,050	2,073	ok	Flujo Supercrítico
19,696	0,17	1,115	ok	0,0414	126,769	0,0040	0,1659	0,1341	0,024	0,8302	0,035	0,077	0,030	1,541	0,741	0,276	0,638	0,0414	ok	0,015	2,320	1,877	ok	Flujo Supercrítico
25,107	0,16	1,421	ok	0,0401	124,536	0,0038	0,1630	0,1328	0,023	1,0402	0,055	0,095	0,029	1,964	0,728	0,267	0,621	0,0401	ok	0,014	2,259	2,970	ok	Flujo Supercrítico
22,020	0,21	1,246	ok	0,0471	136,322	0,0047	0,1784	0,1392	0,027	0,9941	0,050	0,097	0,034	1,719	0,796	0,314	0,710	0,0471	ok	0,019	2,582	2,611	ok	Flujo Supercrítico
20,890	0,26	1,182	ok	0,0517	143,801	0,0054	0,1882	0,1426	0,029	0,9899	0,050	0,102	0,038	1,624	0,836	0,345	0,765	0,0517	ok	0,022	2,781	2,532	ok	Flujo Supercrítico
30,353	0,20	1,718	ok	0,0457	134,008	0,0046	0,1754	0,1381	0,026	1,3477	0,093	0,138	0,033	2,369	0,783	0,305	0,692	0,0457	ok	0,018	2,519	4,840	ok	Flujo Supercrítico
32,661	0,00	1,848	ok	0,0074	51,332	0,0003	0,0672	0,0650	0,005	0,4741	0,011	0,019	0,005	2,144	0,255	0,049	0,129	0,0074	bajo	0,001	0,467	1,040	ok	Flujo Supercrítico
42,925	0,00	2,429	ok	0,0045	39,897	0,0002	0,0522	0,0512	0,003	0,4135	0,009	0,013	0,003	2,403	0,184	0,030	0,079	0,0045	bajo	0,000	0,287	1,103	ok	Flujo Supercrítico
28,711	0,05	1,625	ok	0,0219	89,855	0,0016	0,1176	0,1059	0,014	0,8231	0,035	0,056	0,015	2,140	0,508	0,146	0,362	0,0219	ok	0,005	1,318	2,266	ok	Flujo Supercrítico
24,122	0,09	1,365	ok	0,0297	105,686	0,0025	0,1383	0,1195	0,018	0,8354	0,036	0,065	0,021	1,852	0,611	0,198	0,478	0,0297	ok	0,009	1,739	2,110	ok	Flujo Supercrítico
26,969	0,01	1,526	ok	0,0113	63,722	0,0006	0,0834	0,0792	0,007	0,5087	0,013	0,024	0,008	1,856	0,335	0,075	0,194	0,0113	bajo	0,001	0,705	1,069	ok	Flujo Supercrítico
26,969	0,02	1,526	ok	0,0145	72,457	0,0009	0,0948	0,0887	0,009	0,5949	0,018	0,033	0,010	1,912	0,393	0,097	0,246	0,0145	bajo	0,002	0,895	1,358	ok	Flujo Supercrítico
26,969	0,03	1,526	ok	0,0192	83,853	0,0013	0,1098	0,1002	0,012	0,7104	0,026	0,045	0,013	1,976	0,468	0,128	0,321	0,0192	bajo	0,004	1,166	1,769	ok	Flujo Supercrítico
26,055	0,07	1,474	ok	0,026	98,413	0,0020	0,1288	0,1136	0,016	0,8296	0,035	0,061	0,018	1,972	0,564	0,173	0,424	0,0260	ok	0,007	1,542	2,184	ok	Flujo Supercrítico
25,107	0,07	1,421	ok	0,0276	101,604	0,0022	0,1330	0,1162	0,017	0,8327	0,035	0,063	0,019	1,919	0,585	0,184	0,448	0,0276	ok	0,008	1,628	2,141	ok	Flujo Supercrítico
15,571	0,19	0,881	ok	0,0437	130,667	0,0043	0,1710	0,1363	0,025	0,6738	0,023	0,067	0,031	1,214	0,764	0,291	0,667	0,0437	ok	0,017	2,428	1,228	ok	Flujo Supercrítico
15,571	0,23	0,881	ok	0,0493	139,921	0,0051	0,1832	0,1409	0,028	0,7166	0,026	0,075	0,036	1,208	0,815	0,329	0,736	0,0493	ok	0,020	2,678	1,354	ok	Flujo Supercrítico
33,533	0,49	1,067	ok	0,0992	179,083	0,0155	0,3126	0,2000	0,050	1,0642	0,058	0,157	0,078	1,219	0,997	0,496	0,995	0,0992	ok	0,049	4,179	2,440	ok	Flujo Supercrítico
33,533	0,51	1,067	ok	0,1011	181,261	0,0159	0,3164	0,2000	0,050	1,0720	0,059	0,160	0,080	1,213	1,005	0,506	1,007	0,1011	ok	0,051	4,229	2,470	ok	Flujo Supercrítico
33,533	0,58	1,067	ok	0,1094	190,788	0,0176	0,3330	0,1991	0,053	1,1064	0,062	0,172	0,088	1,189	1,037	0,547	1,056	0,1094	ok	0,056	4,436	2,590	ok	Flujo Supercrítico
33,533	0,58	1,067	ok	0,1094	190,788	0,0176	0,3330	0,1991	0,053	1,1071	0,062	0,172	0,088	1,189	1,037	0,547	1,056	0,1094	ok	0,056	4,436	2,590	ok	Flujo Supercrítico



Datos el pozo					Empate por la línea de energía para flujo subcrítico					Empate por la línea de energía para flujo supercrítico														Entrada sumergida	Resumen	
r _c	Tramo		Pozo No.	D _{pz}	Pérdida por cambio de dirección		Pérdida por transición		Pérdida total	Tipo de entrada	K supercrítico	Cálculo para entrada no sumergida														
	De	A			K subcrítico	K x (V _{entrada} ² /2g)	K subcrítico	K x (V ₂ ² /2g - V ₁ ² /2g)				θ _c	Z	y _c	A _c	V _c	Ec	Hc	H _p	caída en el pozo	caída en el pozo	Caída resultado	Caída escogida			
50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73			
AX	AY	AZ	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	BQ	BR	BS	BT	BU			
1,2	1	2	1	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	114,633	7,2076	0,0345	0,0031	0,4896	0,0122	0,0467	0,000038	0,056		-0,019	0,05			
1,2	2	3	2	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	130,331	7,2301	0,0435	0,0043	0,5532	0,0156	0,0591	0,000127	0,071		-0,004	0,05			
1,2	3	4	3	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	141,705	7,2179	0,0504	0,0052	0,6013	0,0184	0,0688	0,000273	0,083		0,008	0,05			
1,2	4	5	4	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	150,018	7,2177	0,0556	0,0060	0,6357	0,0206	0,0762	0,000453	0,092		0,017	0,05			
1,2	5	6	5	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	157,861	7,2296	0,0606	0,0067	0,6672	0,0227	0,0833	0,000702	0,101		0,026	0,05			
1,2	6	7	6	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	166,831	7,2300	0,0664	0,0075	0,7044	0,0253	0,0917	0,001121	0,111		0,036	0,05			
1,2	7	8	7	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	174,345	7,2240	0,0713	0,0083	0,7364	0,0276	0,0989	0,001616	0,121		0,046	0,05			
1,2	8	9	8	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	180,306	7,2187	0,0752	0,0089	0,7621	0,0296	0,1048	0,002124	0,128		0,053	0,05			
1,2	9	28	9	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	180,458	7,2180	0,0753	0,0089	0,7628	0,0297	0,1050	0,002139	0,129		0,054	0,05			
1,2	28	29	28	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	191,478	7,2218	0,1100	0,0177	0,9346	0,0445	0,1545	0,004537	0,191		0,066	0,10			
1,2	10	11	10	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	117,693	7,2397	0,0362	0,0033	0,5001	0,0127	0,0489	0,000049	0,059		-0,016	0,05			
1,2	11	12	11	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	129,319	7,2244	0,0429	0,0042	0,5495	0,0154	0,0583	0,000119	0,070		-0,005	0,05			
1,2	12	13	12	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	136,322	7,1852	0,0471	0,0047	0,5816	0,0172	0,0643	0,000195	0,077		0,002	0,05			
1,2	13	14	13	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	143,640	7,1841	0,0516	0,0054	0,6122	0,0191	0,0707	0,000312	0,085		0,010	0,05			
1,2	14	15	14	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	151,755	7,1900	0,0567	0,0061	0,6454	0,0212	0,0779	0,000506	0,094		0,019	0,05			
1,2	15	16	15	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	160,347	7,1838	0,0622	0,0069	0,6818	0,0237	0,0859	0,000816	0,104		0,029	0,05			
1,2	16	17	16	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	166,831	7,1951	0,0664	0,0075	0,7078	0,0255	0,0919	0,001135	0,112		0,037	0,05			
1,2	17	18	17	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	174,497	7,1950	0,0714	0,0083	0,7400	0,0279	0,0993	0,001645	0,121		0,046	0,05			
1,2	18	29	18	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	191,478	7,2218	0,1100	0,0177	0,9346	0,0445	0,1545	0,004537	0,191		0,066	0,10			
1,2	17	20	17	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	110,592	7,2409	0,0323	0,0028	0,4705	0,0113	0,0436	0,000027	0,052		-0,023	0,05			
1,2	19	20	19	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	110,592	7,2409	0,0323	0,0028	0,4705	0,0113	0,0436	0,000027	0,052		-0,023	0,05			
1,2	20	21	20	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	125,570	7,2162	0,0407	0,0039	0,5345	0,0146	0,0553	0,000090	0,066		-0,009	0,05			
1,2	21	31	21	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	202,723	7,2193	0,1197	0,0196	0,9915	0,0501	0,1698	0,006993	0,212		0,087	0,10			
1,2	22	23	22	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	85,891	7,2058	0,0201	0,0014	0,3690	0,0069	0,0270	0,000002	0,032		-0,043	0,05			
1,2	23	30	23	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	193,553	7,2184	0,1118	0,0181	0,9453	0,0455	0,1573	0,004935	0,195		0,070	0,10			
1,2	28	25	28	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	118,761	7,2305	0,0368	0,0034	0,5052	0,0130	0,0498	0,000053	0,060		-0,015	0,05			
1,2	25	24	25	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	121,757	7,2181	0,0385	0,0036	0,5185	0,0137	0,0522	0,000068	0,063		-0,012	0,05			
1,2	24	26	24	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	138,291	7,2242	0,0483	0,0049	0,5866	0,0175	0,0658	0,000219	0,079		0,004	0,05			
1,2	26	27	26	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	148,116	7,2331	0,0544	0,0058	0,6265	0,0200	0,0744	0,000403	0,090		0,015	0,05			
1,2	27	29	27	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	191,478	7,2218	0,1100	0,0177	0,9346	0,0445	0,1545	0,004537	0,191		0,066	0,10			
1,2	29	30	29	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	193,553	7,2184	0,1118	0,0181	0,9453	0,0455	0,1573	0,004935	0,195		0,095	0,10			
1,2	30	31	30	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	202,723	7,2193	0,1197	0,0196	0,9915	0,0501	0,1698	0,006993	0,212		0,112	0,15			
1,2	31	32	31	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	202,723	7,2147	0,1197	0,0196	0,9921	0,0502	0,1699	0,007005	0,212		0,112	0,15			
1,2	32	33	32	1,2						Entrada No Sumergida	#iDIV/O!	#iNUM!	#iNUM!		#iNUM!	#iNUM!	#iNUM!	#iNUM!	#iDIV/O!	#iNUM!		#iNUM!	0,15			



RESULTADO																		
Empate por la línea de Energía																		
Cota terreno		Cota clave		Cota batea		Profundidad a clave		Cota de fondo		Profundidad a buzón		Ancho de zanja (m)	Volúmenes (m³)			Long de Tub. (m)	150 mm	200 mm
De	A	De	A	De	A	De	A	De	A	De	A		Excavación	Arena	Relleno			
74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92
BV	BW	BX	BY	BZ	CA	CB	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	CN
55,737	54,097	54,737	53,000	54,587	52,850	1,000	1,097	54,487	52,700	1,250	1,397	0,6	58,414	4,41	52,70	73,587	73,58718	0
54,097	53,322	52,950	52,246	52,800	52,096	1,147	1,076	52,700	51,946	1,397	1,376	0,6	36,438	2,89	32,70	48,151	48,15142	0
53,322	52,222	52,196	51,051	52,046	50,901	1,126	1,171	51,946	50,751	1,376	1,471	0,6	47,906	3,69	43,13	61,493	61,4931	0
52,222	51,870	51,001	50,433	50,851	50,283	1,221	1,437	50,751	50,133	1,471	1,737	0,6	51,429	3,48	46,93	57,954	57,9539	0
51,870	50,935	50,383	49,575	50,233	49,425	1,487	1,360	50,133	49,275	1,737	1,660	0,6	48,838	3,10	44,82	51,735	51,73462	0
50,935	50,488	49,525	49,139	49,375	48,989	1,410	1,349	49,275	48,839	1,660	1,649	0,6	45,308	2,96	41,47	49,374	49,37358	0
50,488	49,770	49,089	48,241	48,939	48,091	1,399	1,529	48,839	47,941	1,649	1,829	0,6	59,804	3,71	55,01	61,775	61,77505	0
49,770	49,103	48,191	47,519	48,041	47,369	1,579	1,584	47,941	47,219	1,829	1,884	0,6	59,401	3,43	54,96	57,195	57,19512	0
49,103	48,581	47,469	46,964	47,319	46,814	1,634	1,617	47,219	46,664	1,884	1,917	0,6	55,169	3,11	51,15	51,791	51,79059	0
48,581	47,408	46,914	45,846	46,764	45,696	1,667	1,562	46,664	45,496	1,917	1,912	0,6	37,722	2,14	34,95	35,646	35,64612	0
55,078	53,395	54,078	52,306	53,928	52,156	1,000	1,089	53,828	52,006	1,250	1,389	0,6	47,904	4,01	42,71	66,859	66,85936	0
53,395	52,094	52,256	51,137	52,106	50,987	1,139	0,957	52,006	50,837	1,389	1,257	0,6	43,187	3,60	38,52	60,092	60,09184	0
52,094	51,074	51,087	50,151	50,937	50,001	1,007	0,923	50,837	49,851	1,257	1,223	0,6	33,772	3,03	29,85	50,489	50,48911	0
51,074	50,708	50,101	49,618	49,951	49,468	0,973	1,090	49,851	49,318	1,223	1,390	0,6	35,113	2,97	31,27	49,521	49,52148	0
50,708	50,151	49,568	49,094	49,418	48,944	1,140	1,057	49,318	48,794	1,390	1,357	0,6	45,300	3,63	40,60	60,455	60,45493	0
50,151	49,411	49,044	48,281	48,894	48,131	1,107	1,130	48,794	47,981	1,357	1,430	0,6	45,570	3,59	40,92	59,868	59,86806	0
49,411	49,076	48,231	47,747	48,081	47,597	1,180	1,329	47,981	47,447	1,430	1,629	0,6	41,809	2,98	37,96	49,612	49,61248	0
49,076	48,742	47,697	47,258	47,547	47,108	1,379	1,484	47,447	46,958	1,629	1,784	0,6	47,386	3,00	43,51	49,941	49,94102	0
48,742	47,408	47,208	46,077	47,058	45,927	1,534	1,331	46,958	45,727	1,784	1,681	0,6	57,681	3,64	52,96	60,760	60,75996	0
49,076	48,386	48,076	47,420	47,926	47,270	1,000	0,966	47,826	47,120	1,250	1,266	0,6	21,071	1,86	18,66	31,009	31,0085	0
48,234	48,386	47,334	46,923	47,184	46,773	0,900	1,463	47,084	46,623	1,150	1,763	0,6	9,587	0,72	8,66	12,012	12,01166	0
48,386	47,550	46,873	45,732	46,723	45,582	1,513	1,818	46,623	45,432	1,763	2,118	0,6	74,475	4,10	69,16	68,381	68,38088	0
47,550	46,793	45,682	45,174	45,532	45,024	1,868	1,619	45,432	44,824	2,118	1,969	0,6	49,427	2,61	46,05	43,504	43,50413	0
46,373	46,267	45,473	45,324	45,323	45,174	0,900	0,943	45,223	45,024	1,150	1,243	0,6	7,175	0,67	6,31	11,160	11,16026	0
46,267	47,012	45,274	44,933	45,124	44,783	0,993	2,079	45,024	44,583	1,243	2,429	0,6	24,158	1,43	22,30	23,884	23,88369	0
48,581	47,937	47,681	46,684	47,531	46,534	0,900	1,253	47,431	46,384	1,150	1,553	0,6	49,818	4,06	44,56	67,696	67,69561	0
47,937	46,841	46,634	45,882	46,484	45,732	1,303	0,959	46,384	45,582	1,553	1,259	0,6	42,209	3,29	37,94	54,911	54,91138	0
46,841	46,000	45,832	45,405	45,682	45,255	1,009	0,595	45,582	45,105	1,259	0,895	0,6	19,452	2,04	16,81	34,050	34,04988	0
46,000	46,812	45,355	45,034	45,205	44,884	0,645	1,778	45,105	44,734	0,895	2,078	0,6	53,338	3,92	48,27	65,296	65,29582	0
46,812	47,408	44,984	44,714	44,834	44,564	1,828	2,694	44,734	44,364	2,078	3,044	0,6	79,938	3,32	75,65	55,264	55,26369	0
47,408	47,012	44,664	44,585	44,464	44,385	2,744	2,427	44,364	44,185	3,044	2,827	0,6	28,310	1,02	26,76	16,940	0	16,9402
47,012	46,793	44,485	44,405	44,285	44,205	2,527	2,388	44,185	43,955	2,827	2,838	0,6	27,627	1,04	26,04	17,326	0	17,3262
46,793	46,000	44,255	44,156	44,055	43,956	2,538	1,844	43,955	43,706	2,838	2,294	0,6	30,019	1,26	28,11	20,924	0	20,9243
46,000	46,342	44,006	43,890	43,806	43,690	1,994	2,452	43,706	43,440	2,294	2,902	0,6	35,405	1,46	33,18	24,355	0	24,3553
TOTAL:													1.450,162	96,169	1.324,576	1.603,010	1.523,464	79,546

Q / Q_{LL}	cauda diseño/caudal tubo lleno	H	Profundidad hidráulica	A	Área del Flujo	$K \times (V_2^2/2g - V_1^2/2g)$	Pérdida por transición	y_c	tirante crítico	rh	radio Hidráulico lleno parcial
Q_{LL}	Caudal a tubo lleno	NF	Número de Froude	d		θ_c	ángulo en flujo supercrítico	A_c	Area flujo crítico	$V_{crit.}$	velocidad a flujo crítico
v_{LL}	Velocidad a tubo lleno	V/V_{LL}	velocidad real/velocidad tubo lleno	rc	radio de curvatura	P	Perímetro Mojado	V_c	Velocidad tubo lleno crítico	$F_{trac.}$	fuerza tractiva
y	Tirante	d/D		D_{pz}	Diámetro del pozo	T	Ancho de Sup. Libre	E_c	Energía específica crítica	V	Velocidad
θ	Ángulo en Flujo	rh/Rh_{LL}	radio hid. Lleno parcial/ radio hid. Tubo lleno	$K \times (V_{entrada}^2/2g)$	Pérdida por camnio de dirección	Rh_{LL}	Radio Hidráulico tubo lleno	H_c	Profundidad hidráulica crítica	$v^2/2g$	altura de velocidad
E	Energía específica	H_p	Incremento de altura por pérdidas								

Drenaje pluvial

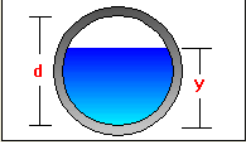
C.5 Cálculo de tirante normal y crítico con H-canales para drenaje pluvial.

Cálculo del tirante Normal, sección Circular

Lugar: VILLA VALLARTA Proyecto: DRENAJE PLUVIAL
Tramo: PVP-1 A PVP-2 Revestimiento:

Datos:

Caudal (Q):	0.0832	m ³ /s
Diámetro (d):	0.45	m
Rugosidad (n):	0.009	
Pendiente (S):	0.012	m/m



Resultados:

Tirante normal (y):	0.1309	m	Perímetro mojado (p):	0.5127	m
Area hidráulica (A):	0.0384	m ²	Radio hidráulico (R):	0.0750	m
Espejo de agua (T):	0.4087	m	Velocidad (v):	2.1643	m/s
Número de Froude (F):	2.2533		Energía específica (E):	0.3696	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

Ejecutar Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal


Ingresar el nombre del Proyecto

Cálculo del Tirante Crítico, sección Circular

Lugar: VILLA VALLARTA Proyecto: DRENAJE PLUVIAL
Tramo: PVP-1 A PVP-2 Revestimiento:

Datos:

Caudal (Q):	0.12786	m ³ /s
Diámetro (d):	0.45	m



Resultados:

Tirante crítico (y):	0.2498	m	Perímetro mojado (p):	0.7566	m
Area hidráulica (A):	0.0907	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1198	m
Espejo de agua (T):	0.4473	m	Velocidad (v):	1.4102	m/s
Número de Froude (F):	1.0000		Energía específica (E):	0.3512	m-Kg/Kg

Ejecutar Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal

Ejecuta las operaciones



C.6 Datos de pozos.

No. PVS	Coordenadas		Elevación		Estación	Pozo		Distancia (m)	Rumbo	Pendiente	
	X	Y	DE	A		De	A			m/m	%
1	1561,022	869,488	54,153	52,263	0+000	1	2	109,13	N 1d20'5.7" W	-0,017	-1,732
2	1558,479	978,588	52,263	52,052	0+109,130	2	3	109,865	N 2d5'8.4" W	-0,002	-0,192
3	1554,481	1088,381	52,052	49,803	0+218,995	3	4	109,222	N 1d25'22.1" W	-0,021	-2,059
4	1551,769	1197,569	49,803	48,565	0+328,217	4	5	107,95	N 1d50'38.3" W	-0,011	-1,147
5	1548,295	1305,463	48,565	46,853	0+436,167	5	6	127,737	N 1d39'39.3" W	-0,013	-1,340
6	1544,593	1433,146	46,853	46,057	0+563,904	6	16	33,636	S 84d13'18.8" W	-0,024	-2,367
7	1525,179	867,85	53,293	51,185	0+597,54	7	8	110,282	N 1d20'7.6" W	-0,019	-1,911
8	1522,608	978,102	51,185	50,312	0+707,822	8	9	109,622	N 1d11'26.4" W	-0,008	-0,796
9	1520,331	1087,7	50,312	49,047	0+817,443	9	10	109,24	N 2d16'16.8" W	-0,012	-1,158
10	1516,001	1196,855	49,047	47,459	0+926,684	10	11	111,717	N 1d40'58.8" W	-0,014	-1,421
11	1512,72	1308,523	47,459	46,057	0+1038,401	11	16	121,247	N 0d45'8.8" W	-0,012	-1,156
12	1484,545	1196,427	48,346	47,558	1+159,648	12	13	66,893	N 5d44'54.6" W	-0,012	-1,178
13	1477,845	1262,984	47,558	46,864	1+226,541	13	14	44,192	N 0d2'8.0" W	-0,016	-1,570
14	1477,812	1307,176	46,864	47,091	1+270,733	14	15	16,953	N 87d35'37.0" E	0,013	1,339
15	1494,755	1307,888	47,091	47,459	1+287,686	15	11	17,976	N 87d58'25.1" E	0,020	2,047
16	1511,128	1429,76	47,459	45,109	1+305,662	16	17	20,261	N 89d17'54.1" W	-0,116	-11,599
17	1490,868	1430,008	45,109		1+325,923						

C.7 Datos de tragantes

PVP	No del tragante	# de area cuenca	AREA total		No. Área sub-cuenca	AREA TG		% p/area	Coordenadas		Nivel tapa	C	I	Q (Aporte)		Qtotat	Long.	Pend	Tipo de tragante	Longitud de gaveta	Profundida	Nivel fondo	Diámetro	Longitud de tubería
			m2	Km2		m2	Km2		x	y				m3	L/s		m	m/m						
1	TG-1	1	3429,491	0,003429	V-2	1317,277	0,001317	38	1.559,087	864,350	54,462	0,25	163,70	0,014976	14,976	0,03899	4,456	0,03	I	2	1	53,462	450	4,458
	TG-2				V-1	2112,214	0,002112	62	1.503,123	864,466	54,353	0,25	163,70	0,024014	24,014		4,398	0,03	I	2	1	53,353	450	4,400
2	TG-3	3	3889,271	0,003889	V-6	1968,235	0,001968	51	1.555,827	975,018	52,205	0,25	163,70	0,022377	22,377	0,04422	3,774	0,03	I	2	0,9	51,305	450	3,776
	TG-4				V-5	1921,036	0,001921	49	1.560,650	974,894	52,318	0,25	163,70	0,021840	21,840		3,662	0,03	I	2	0,9	51,418	450	3,664
3	TG-5	5	3927,831	0,003928	V-10	1937,446	0,001937	49	1.552,246	1.084,876	51,369	0,25	161,40	0,021717	21,717	0,04403	5,344	0,03	I	2	1	50,369	450	5,346
	TG-6				V-9	1990,385	0,001990	51	1.557,281	1.085,391	51,333	0,25	161,40	0,022311	22,311		5,255	0,03	I	2	1	50,333	450	5,257
4	TG-7	7	3801,833	0,003802	V-14	1886,63	0,001887	50	1.549,502	1.194,742	49,758	0,25	150,70	0,019746	19,746	0,03979	6,167	0,03	I	2	1	48,758	450	6,170
	TG-8				V-13	1915,203	0,001915	50	1.554,229	1.196,000	49,822	0,25	150,70	0,020045	20,045		5,821	0,03	I	2	1	48,822	450	5,824
5	TG-9	10	3850,956	0,003851	V-20	1822,286	0,001822	47	1.546,549	1.303,375	48,556	0,25	141,00	0,017845	17,845	0,03771	7,031	0,03	I	2	1	47,556	450	7,034
	TG-10				V-19	2028,67	0,002029	53	1.550,720	1.303,375	48,647	0,25	141,00	0,019866	19,866		7,292	0,03	I	2	1	47,647	450	7,295
6	TG-11	15	4437,857	0,004438	V-30	2111,389	0,002111	48	1.542,648	1.430,443	46,993	0,25	138,30	0,020280	20,280	0,04263	9,034	0,03	I	2	1	45,993	450	9,038
	TG-12				V-29	2326,468	0,002326	52	1.547,092	1.431,894	46,824	0,25	138,30	0,022346	22,346		8,894	0,03	I	2	1	45,824	450	8,898
7	TG-13	2	3477,081	0,003477	V-4	1779,3	0,001779	51	1.521,153	864,021	53,687	0,25	163,70	0,020229	20,229	0,03953	4,455	0,03	I	2	1	52,687	450	4,457
	TG-14				V-3	1697,781	0,001698	49	1.527,202	864,021	53,512	0,25	163,70	0,019302	19,302		3,268	0,03	I	2	1	52,512	450	3,269
8	TG-15	4	3967,385	0,003967	V-8	1979,905	0,001980	50	1.519,732	973,806	51,189	0,25	163,70	0,022509	22,509	0,04511	6,032	0,03	I	2	0,9	50,289	450	6,035
	TG-16				V-7	1987,48	0,001987	50	1.524,631	973,851	51,321	0,25	163,70	0,022596	22,596		5,744	0,03	I	2	0,9	50,421	450	5,747
9	TG-17	6	2671,775	0,002672	V-12	811,998	0,000812	30	1.517,864	1.083,880	50,266	0,25	163,70	0,009232	9,232	0,03038	6,274	0,03	II	1	1	49,266	350	6,277
	TG-18				V-11	1859,777	0,001860	70	1.521,710	1.084,157	50,289	0,25	163,70	0,021144	21,144		5,895	0,03	I	2	1	49,289	450	5,898
10	TG-19	8	3436,61	0,003437	V-16	1236,701	0,001237	36	1.512,635	1.194,321	49,055	0,25	163,70	0,014060	14,060	0,03907	3,428	0,03	I	2	1	48,055	450	3,430
	TG-20				V-15	2199,909	0,002200	64	1.518,556	1.193,300	49,063	0,25	163,70	0,025011	25,011		7,283	0,03	I	2	1	48,063	450	7,286
11	TG-21	11	3798,582	0,003799	V-22	1766,437	0,001766	47	1.511,076	1.303,881	47,513	0,25	136,60	0,016758	16,758	0,03604	8,944	0,03	I	2	0,9	46,613	450	8,948
	TG-22				V-21	2032,145	0,002032	53	1.516,865	1.304,005	47,588	0,25	136,60	0,019279	19,279		9,176	0,03	I	2	0,9	46,688	450	9,180
12	TG-23	9	558,819	0,000559	V-17	447,93	0,000448	80	1.486,521	1.194,175	48,402	0,25	163,70	0,005093	5,093	0,00635	7,262	0,03	II	1	0,9	47,502	350	7,265
	TG-24				V-18	110,889	0,000111	20	1.485,802	1.199,396	48,369	0,25	163,70	0,001261	1,261		7,27	0,03	II	1	0,9	47,469	350	7,273
13	TG-25	12	2129,136	0,002129	V-24	1029,067	0,001029	48	1.475,739	1.261,815	47,606	0,25	163,70	0,011699	11,699	0,02421	1,751	0,03	II	1	0,9	46,706	350	1,752
	TG-26				V-23	1100,069	0,001100	52	1.480,179	1.261,807	47,613	0,25	163,70	0,012507	12,507		1,555	0,03	II	1	0,9	46,713	350	1,556
14	TG-27	13	1833,794	0,001834	V-26	671,076	0,000671	37	1.476,515	1.303,388	46,913	0,25	163,70	0,007629	7,629	0,02085	3,508	0,03	II	1	0,9	46,013	350	3,510
	TG-28				V-25	815,171	0,000815	44	1.479,699	1.303,287	46,959	0,25	163,70	0,009268	9,268		3,742	0,03	II	1	0,9	46,059	350	3,744
	TG-29				V-27	347,547	0,000348	19	1.465,435	1.309,394	46,652	0,25	163,70	0,003951	3,951		11,67	0,03	II	1	0,9	45,752	350	11,675
15	TG-30	14	813,933	0,000814	V-28	813,933	0,000814	100	1.494,072	1.325,116	46,392	0,25	163,70	0,009254	9,254	0,00925	16,251	0,03	II	1	0,9	45,492	350	16,258
16	TG-31	16	3530,575	0,003531	V-32	1419,193	0,001419	40	1.509,093	1.430,166	46,031	0,25	103,90	0,010241	10,241	0,02548	1,135	0,03	I	2	1	45,031	450	1,136
	TG-32				V-31	2111,382	0,002111	60	1.512,976	1.428,525	46,095	0,25	103,90	0,015235	15,235		1,482	0,03	I	2	1	45,095	450	1,483



C.8. Resultados para drenaje pluvial en la Hoja de cálculo de Excel.

Ancho de pozo=

1,20

 m

gravedad =

9,81

 m/s²

Coef. De rugosidad n =

0,009

Peso esp.del agua

1000

 Kg/m³

g=

10

 cm

Cama de arena =

0,10

 m

DATOS INICIALES																							
Pozo		Longitudes (m)			Área Km2			Us	Ts	Pt	Coef. Escorr. C	Tiempo de concentración tc (min)			Intensidad	pendiente "S" m/m		Qdiseño		Rugosidad	Diámetro		Diámetro Comercial m
De	A	propia	Tributaria	Acumulada	Propia	Tributaria	Acumulada					propia	Tributaria	Acumulada		Terreno	Tubería	m³/seg	L/seg		m	plg	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	Ñ	O	P	Q	R	S	T	U	V	W
1	2	109,13	0	109,13	0,00389	0,00343	0,00732	0,2	1,25	1	0,25	1,851	1,969	3,820	163,70	-0,017	0,009	0,08321	83,206749	0,009	0,252	9,918	0,45
2	3	109,865	109,13	218,995	0,00393	0,00732	0,01125	0,2	1,25	1	0,25	4,367	3,820	8,188	163,70	-0,011	0,008	0,12786	127,862122	0,009	0,303	11,912	0,45
3	4	109,222	218,995	328,217	0,00380	0,01125	0,01505	0,2	1,25	1	0,25	2,202	8,188	10,390	161,40	-0,011	0,010	0,16868	168,681268	0,009	0,322	12,674	0,45
4	5	107,95	328,217	436,167	0,00385	0,01505	0,01890	0,2	1,25	1	0,25	2,082	10,390	12,472	150,70	-0,012	0,010	0,19780	197,803105	0,009	0,342	13,454	0,45
5	6	127,737	436,167	563,904	0,00444	0,01890	0,02334	0,2	1,25	1	0,25	2,227	12,472	14,699	141,00	-0,013	0,010	0,22853	228,528746	0,009	0,361	14,203	0,45
6	16	33,636	563,904	597,54	0,00000	0,02334	0,02334	0,2	1,25	1	0,25	0,676	14,699	15,375	138,30	-0,023	0,010	0,22415	224,152664	0,009	0,358	14,100	0,5
7	8	110,282	0	110,282	0,00397	0,00348	0,00744	0,2	1,25	1	0,25	1,796	1,312	3,108	163,70	-0,019	0,010	0,08464	84,6358734	0,009	0,249	9,786	0,45
8	9	109,622	110,282	219,904	0,00267	0,00744	0,01012	0,2	1,25	1	0,25	2,504	3,108	5,613	163,70	-0,008	0,010	0,11501	115,01119	0,009	0,279	10,979	0,45
9	10	109,24	219,904	329,144	0,00344	0,01012	0,01355	0,2	1,25	1	0,25	2,314	5,613	7,927	163,70	-0,012	0,008	0,15408	154,081889	0,009	0,324	12,775	0,45
10	11	111,717	329,144	440,861	0,00380	0,01355	0,01735	0,2	1,25	1	0,25	1,911	7,927	9,838	163,70	-0,014	0,012	0,19727	197,267834	0,009	0,330	12,989	0,45
11	16	121,247	568,899	690,146	0,00353	0,02269	0,02622	0,2	1,25	1	0,25	2,374	13,460	15,833	136,60	-0,011	0,004	0,24872	248,723817	0,009	0,442	17,409	0,5
12	13	66,893	0	66,893	0,00213	0,00056	0,00269	0,2	1,25	1	0,25	1,504	0,666	2,170	163,70	-0,011	0,005	0,03056	30,5592663	0,009	0,193	7,606	0,35
13	14	44,192	66,893	111,085	0,00183	0,00269	0,00452	0,2	1,25	1	0,25	0,940	2,170	3,109	163,70	-0,016	0,008	0,05141	51,4076061	0,009	0,215	8,464	0,35
14	15	16,953	111,085	128,038	0,00081	0,00452	0,00534	0,2	1,25	1	0,25	0,512	3,109	3,621	163,70	0,014	0,002	0,06066	60,6611819	0,009	0,297	11,680	0,35
15	11	17,976	128,038	146,014	0,00000	0,00534	0,00534	0,2	1,25	1	0,25	0,752	3,621	4,373	163,70	0,020	0,002	0,06066	60,6611819	0,009	0,297	11,680	0,45
16	17	20,261	1132,803	1153,064	0,00000	0,04602	0,04602	0,2	1,25	1	0,25	0,298	28,159	28,457	103,90	-0,050	0,003	0,33211	332,105065	0,009	0,520	20,478	0,6



Q _{LL}	Q / Q _{LL}	V _{LL}		y (m)	θ	A (m²)	P (m)	T (m)	rh	V (m/s)	V²/2g	E (m)	H	NF	V/V _{LL}	d/D (y/D)	Rh _{LL} /rh	d (y)		Rh _{LL}	V _{LL} m/s	F trac. (Pascal)		Tipo de Flujo
		resultado	Confirmar															resultado	confirmar					
25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AÑ	AO	AP	AQ	AR	AS	AT	AU
391,081	0,21	2,459	ok	0,1410	136,157	0,0426	0,5347	0,4175	0,080	1,9523	0,194	0,335	0,102	1,951	0,795	0,313	0,709	0,1410	ok	0,056	4,464	7,037	ok	Flujo Supercrítico
368,715	0,35	2,318	ok	0,1829	158,432	0,0607	0,6222	0,4421	0,098	2,1069	0,226	0,409	0,137	1,815	0,909	0,406	0,867	0,1829	ok	0,085	5,462	7,655	ok	Flujo Supercrítico
412,236	0,41	2,592	ok	0,2006	167,549	0,0686	0,6580	0,4473	0,104	2,4602	0,308	0,509	0,153	2,006	0,950	0,446	0,926	0,2006	ok	0,097	5,835	10,223	ok	Flujo Supercrítico
412,236	0,48	2,592	ok	0,2198	177,351	0,0772	0,6965	0,4499	0,111	2,5628	0,335	0,555	0,172	1,975	0,990	0,488	0,985	0,2198	ok	0,109	6,206	10,871	ok	Flujo Supercrítico
412,236	0,55	2,592	ok	0,2395	187,390	0,0860	0,7359	0,4491	0,117	2,6560	0,360	0,599	0,192	1,937	1,026	0,532	1,039	0,2395	ok	0,122	6,548	11,470	ok	Flujo Supercrítico
545,966	0,41	2,781	ok	0,2233	167,738	0,0849	0,7319	0,4971	0,116	2,6417	0,356	0,579	0,171	2,042	0,951	0,447	0,927	0,2233	ok	0,108	6,159	11,373	ok	Flujo Supercrítico
412,236	0,21	2,592	ok	0,1384	134,726	0,0415	0,5291	0,4153	0,079	2,0376	0,212	0,350	0,100	2,057	0,787	0,308	0,698	0,1384	ok	0,055	4,396	7,702	ok	Flujo Supercrítico
412,236	0,28	2,592	ok	0,1626	147,798	0,0518	0,5804	0,4323	0,089	2,2200	0,251	0,414	0,120	2,048	0,857	0,361	0,793	0,1626	ok	0,071	4,998	8,756	ok	Flujo Supercrítico
368,715	0,42	2,318	ok	0,2030	168,778	0,0696	0,6628	0,4478	0,105	2,2126	0,250	0,453	0,155	1,792	0,955	0,451	0,934	0,2030	ok	0,098	5,884	8,246	ok	Flujo Supercrítico
451,581	0,44	2,839	ok	0,2082	171,436	0,0720	0,6732	0,4487	0,107	2,7410	0,383	0,591	0,160	2,185	0,967	0,463	0,950	0,2082	ok	0,102	5,986	12,584	ok	Flujo Supercrítico
345,299	0,72	1,759	ok	0,3144	209,855	0,1300	0,9157	0,4831	0,142	1,9130	0,187	0,501	0,269	1,177	1,089	0,629	1,136	0,3144	ok	0,161	7,543	5,572	ok	Flujo Supercrítico
149,135	0,20	1,550	ok	0,1075	134,624	0,0251	0,4112	0,3229	0,061	1,2185	0,076	0,183	0,078	1,396	0,786	0,307	0,697	0,1075	ok	0,043	3,873	2,992	ok	Flujo Supercrítico
188,642	0,27	1,961	ok	0,1249	146,729	0,0308	0,4482	0,3354	0,069	1,6684	0,142	0,267	0,092	1,757	0,852	0,357	0,786	0,1249	ok	0,054	4,366	5,396	ok	Flujo Supercrítico
94,321	0,64	0,980	ok	0,2043	199,277	0,0583	0,6087	0,3451	0,096	1,0403	0,055	0,259	0,169	0,808	1,062	0,584	1,095	0,2043	ok	0,105	6,083	1,880	ok	Flujo Subcrítico
184,357	0,33	1,159	ok	0,1778	155,781	0,0584	0,6118	0,4400	0,096	1,0380	0,055	0,233	0,133	0,909	0,897	0,395	0,849	0,1778	ok	0,081	5,349	1,874	ok	Flujo Subcrítico
486,268	0,68	1,720	ok	0,3641	204,675	0,1795	1,0717	0,5861	0,168	1,8498	0,174	0,538	0,306	1,067	1,076	0,607	1,117	0,3641	ok	0,187	8,125	4,930	ok	Flujo Supercrítico



Datos el pozo					Empate por la línea de energía para flujo subcrítico					Empate por la línea de energía para flujo supercrítico											Entrada sumergida	Resumen	
r _c	Tramo		Pozo No.	D _{pz}	Pérdida por cambio de dirección		Pérdida por transición		Pérdida total	Tipo de entrada	K supercrítico	Cálculo para entrada no sumergida											
	De	A			K subcrítico	K x (V _{entrada} ² /2g)	K subcrítico	K x (V ₂ ² /2g - V ₁ ² /2g)				θ _c	Z	y _c	A _c	V _c	Ec	H _c	H _p	caída en el pozo	caída en el pozo	Caída resultado	Caída escogida
50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73
AV	AW	AX	AY	AZ	BA	BB	BC	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BÑ	BO	BP	BQ
1	1	2	1	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	192,656	7,2232	0,2498	0,0907	1,4104	0,1014	0,3512	0,010697	0,434		0,209	0,21
1	2	3	2	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	212,839	7,2221	0,2886	0,1078	1,5654	0,1249	0,4135	0,022414	0,523		0,298	0,30
1	3	4	3	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	226,158	7,2222	0,3132	0,1182	1,6739	0,1428	0,4560	0,034292	0,588		0,363	0,37
1	4	5	4	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	239,530	7,2240	0,3367	0,1276	1,7904	0,1634	0,5001	0,050423	0,661		0,436	0,44
1	5	6	5	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	214,531	7,2240	0,3242	0,1347	1,6638	0,1411	0,4653	0,026335	0,590		0,315	0,32
1	6	16	6	1,2						Entrada No Sumergida	1,300	209,587	7,2238	0,3766	0,1868	1,7776	0,1611	0,5377	0,026732	0,734		0,384	0,39
1	7	8	7	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	185,757	7,2219	0,2363	0,0846	1,3594	0,0942	0,3305	0,008062	0,406		0,181	0,19
1	8	9	8	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	205,888	7,2249	0,2754	0,1020	1,5105	0,1163	0,3917	0,017602	0,491		0,266	0,27
1	9	10	9	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	225,937	7,2237	0,3128	0,1180	1,6717	0,1424	0,4552	0,034045	0,587		0,362	0,37
1	10	11	10	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	223,185	7,2236	0,3420	0,1431	1,7379	0,1539	0,4959	0,034765	0,637		0,362	0,37
1	11	16	11	1,2						Entrada No Sumergida	1,300	209,587	7,2238	0,3766	0,1868	1,7776	0,1611	0,5377	0,026732	0,734		0,384	0,39
1	12	13	12	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	175,153	7,2280	0,1676	0,0455	1,1294	0,0650	0,2326	0,003909	0,284		0,109	0,11
1	13	14	13	1,2						Entrada No Sumergida	1,200	185,044	7,2226	0,1827	0,0508	1,1941	0,0727	0,2554	0,006082	0,314		0,139	0,14
1	14	15	14	1,2							1,200	151,282	7,2219	0,1692	0,0547	1,1096	0,0627					-0,275	0,05
1	15	11	15	1,2	0,4	0,022063	0,2	0,000000	0,022		1,200	223,185	7,2236	0,3420	0,1431	1,7379	0,1539					-0,253	0,20
1	16	17	16	1,2						#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!		#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	#¡REF!	0,00



RESULTADO																				
Empate por la línea de Energía																				
Cota terreno		Cota clave		Cota batea		Profundidad a clave		Cota de fondo		Profundidad a buzón		Ancho de zanja (m)	Volúmenes (m³)			Long de Tub. (m)	350 mm	450 mm	500 mm	600 mm
De	A	De	A	De	A	De	A	De	A	De	A		Excavación	Arena	Relleno					
74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94
BR	BS	BT	BU	BT	BU	BV	BW	BX	BY	BZ	CA	CB	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CH	CH
54,123	52,259	53,023	52,052	52,573	51,602	1,100	0,207	52,473	51,292	1,650	0,967	0,6	85,690	6,55	61,79	109,134	0,000	109,134	0,000	0,000
52,259	51,045	51,842	50,972	51,392	50,522	0,417	0,073	51,292	50,122	0,967	0,923	0,6	62,295	6,59	38,23	109,869	0,000	109,869	0,000	0,000
51,045	49,794	50,672	49,592	50,222	49,142	0,373	0,202	50,122	48,672	0,923	1,122	0,6	66,995	6,55	43,07	109,227	0,000	109,227	0,000	0,000
49,794	48,532	49,222	48,155	48,772	47,705	0,572	0,377	48,672	47,165	1,122	1,367	0,6	80,617	6,48	56,97	107,955	0,000	107,955	0,000	0,000
48,532	46,849	47,715	46,449	47,265	45,999	0,817	0,400	47,165	45,579	1,367	1,270	0,6	101,060	7,66	73,08	127,743	0,000	127,743	0,000	0,000
46,849	46,063	46,129	45,805	45,629	45,305	0,720	0,258	45,529	44,815	1,320	1,248	0,6	25,912	2,02	17,29	33,638	0,000	0,000	33,638	0,000
53,338	51,194	52,238	51,147	51,788	50,697	1,100	0,047	51,688	50,407	1,650	0,787	0,6	80,621	6,62	56,46	110,288	0,000	110,288	0,000	0,000
51,194	50,350	50,957	49,873	50,507	49,423	0,237	0,477	50,407	49,053	0,787	1,297	0,6	68,531	6,58	44,52	109,627	0,000	109,627	0,000	0,000
50,350	49,059	49,603	48,739	49,153	48,289	0,747	0,320	49,053	47,819	1,297	1,240	0,6	83,156	6,55	59,23	109,243	0,000	109,243	0,000	0,000
49,059	47,450	48,369	47,042	47,919	46,592	0,690	0,408	47,819	46,122	1,240	1,328	0,6	86,064	6,70	61,59	111,725	0,000	111,725	0,000	0,000
47,450	46,063	45,920	45,439	45,420	44,939	1,530	0,624	45,320	44,449	2,130	1,614	0,6	136,188	7,27	105,11	121,248	0,000	0,000	121,248	0,000
48,327	47,574	47,327	46,999	46,977	46,649	1,000	0,575	46,877	46,439	1,450	1,135	0,6	51,885	4,01	41,44	66,894	66,894	0,000	0,000	0,000
47,574	46,864	46,889	46,545	46,539	46,195	0,685	0,319	46,439	45,955	1,135	0,909	0,6	27,110	2,65	20,21	44,193	44,193	0,000	0,000	0,000
46,864	47,097	46,405	46,373	46,055	46,023	0,459	0,724	45,955	45,873	0,909	1,224	0,6	10,850	1,02	8,20	16,953	16,953	0,000	0,000	0,000
47,097	47,450	46,323	46,290	45,873	45,840	0,774	1,160	45,773	45,540	1,324	1,910	0,6	17,442	1,08	13,50	17,976	0,000	17,976	0,000	0,000
46,063	45,047	45,049	44,992	44,449	44,392	1,014	0,055	44,349	44,292	1,714	0,755	0,6	15,004	1,22	8,06	20,261	0,000	0,000	0,000	20,261
TOTAL:													999,421	79,555	708,747	1325,976	128,040	1022,789	154,886	20,261

m3

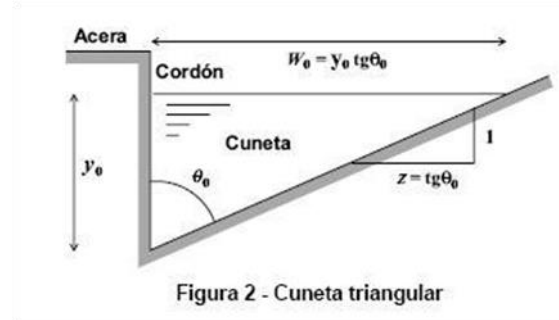
Q / Q_{LL}	cauda diseño/caudal tubo lleno	H	Profundidad hidráulica	A	Área del Flujo	$K x (V_2^2/2g - V_1^2/2g)$	Pérdida por transición	y_c	tirante crítico	rh	radio Hidráulico lleno parcial
Q_{LL}	Caudal a tubo lleno	NF	Número de Froude	d		θ_c	ángulo en flujo supercrítico	A_c	Area flujo crítico	$V_{crit.}$	velocidad a flujo crítico
v_{LL}	Velocidad a tubo lleno	V/V_{LL}	velocidad real/velocidad tubo lleno	rc	radio de curvatura	P	Perímetro Mojado	V_c	Velocidad tubo lleno crítico	$F_{trac.}$	fuerza tractiva
y	Tirante	d/D		D_{pz}	Diámetro del pozo	T	Ancho de Sup. Libre	E_c	Energía específica crítica	V	Velocidad
θ	Ángulo en Flujo	rh/Rh_{LL}	radio hid. Lleno parcial/ radio hid. Tubo lleno	$K x (V_{entrada}^2/2g)$	Pérdida por camnio de dirección	Rh_{LL}	Radio Hidráulico tubo lleno	H_c	Profundidad hidráulica crítica	$v^2/2g$	altura de velocidad
E	Energía específica	H_p	Incremento de altura por pérdidas								

Diseño de cuneta y tragantes

C.9. Diseño de cuneta.

a) Caudales admisibles de cuneta para diferentes pendientes.

n=	0,017
z=	6
θ=	81,15818611
yo=	0,15



$$Q_{adm.} = F.Q_o = F.0.375S^{1/2}\left(\frac{z}{n}\right)y_o^{8/3}$$

	pendiente (%)	factor(F)	Qadm(m3/s)	Qadm(L/s)
Máxima	2,30	0,76	0,09690	96,90
Promedio	1,20	0,8	0,07368	73,68
Mínima	0,50	0,07	0,00416	4,16

b) Verificar lámina teórica de agua junto al bordillo de cuneta de acuerdo al caudal máximo de diseño del tragante 32

Qo= 25 L/s

			Pendiente
yo=	0,08	m	Máxima
yo=	0,09	m	Promedio
yo=	0,11	m	Mínima

$$y_o = \left\{ \frac{Q_o}{\left[375 \left(\frac{z}{n} \right) S^{1/2} \right]} \right\}^{3/8}$$

c) Verificar velocidad de escurrimiento.

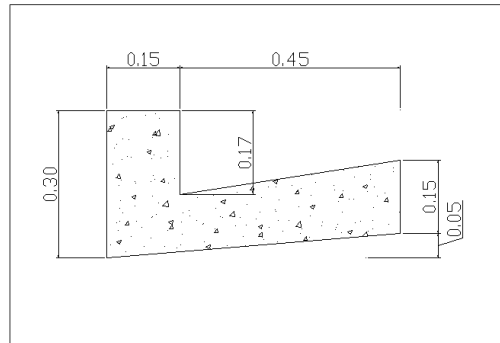
			Pendiente
Vo=	1,26	m	Máxima
Vo=	0,98	m	Promedio

$$V_o = \frac{Q_o}{A} = \frac{Q_o}{\frac{y_o(z * y_o)}{2}}$$



$V_0 =$ 0,71 m Mínima

d) **Sección de cuneta usada actualmente por la Alcaldía de Managua.**



C.10. Diseño de Tragante.

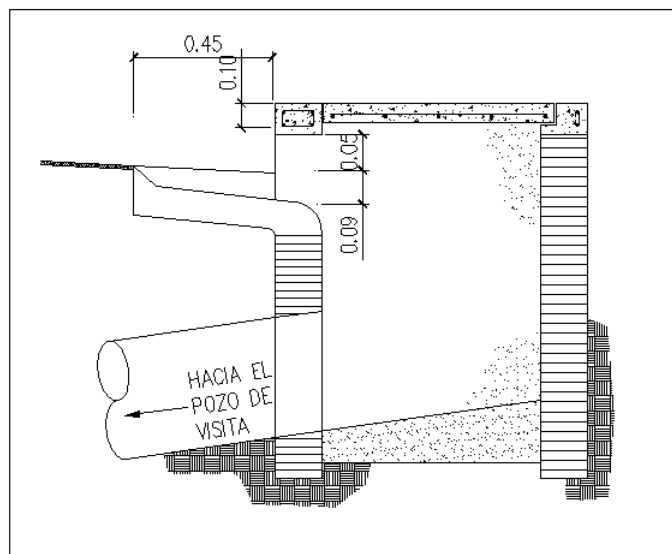
a) Usando como referencia la Tabla M del Apéndice D de los Anexos “Tragantes de gaveta” del *Reglamento de drenaje pluvial para el área del municipio de Managua, Septiembre 1982*, que relaciona la pendiente longitudinal, el ancho de la gaveta y depresión, se seleccionó una tragante sencillo de 1.07 m de longitud y una depresión de 9 cm, para verificar el caudal de diseño de 25 L/s, para diferentes pendientes. Se interpoló la Tabla resultando lo siguiente:

Pendiente %	Caudales	
0,5=	50,00	L/s
1,2=	46,80	L/s
2,3=	41,10	L/s

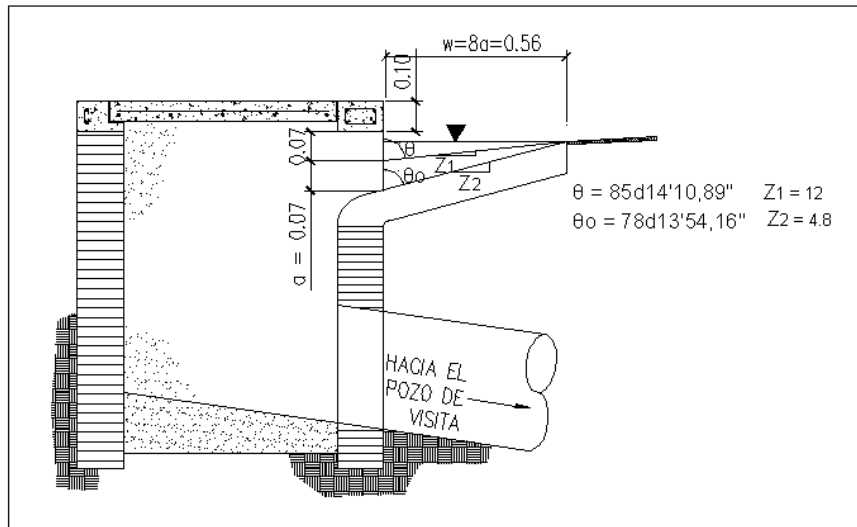
$$x_1 = \frac{(1.2 - 2) * (48 - 42)}{(1 - 2)} + 42 = 46.80 \text{ L/s}$$

$$x_2 = \frac{(2.3 - 4) * (2 - 4)}{(2 - 4)} + 36 = 41.10 \text{ L/s}$$

b) La gráfica muestra las dimensiones de tragante y cuneta en las que la tabla “Tragantes de gaveta” basa sus resultados.



c) A continuación usaremos el Método de Hsiung-Li para comparar los datos presentados en la Tabla “*Tragantes de gaveta*” usado por la Alcaldía de Managua, pero antes se presentan las dimensiones de tragante y cuneta usadas para el cálculo.



CALCULO DE CAUDAL PARA TRAGANTE POR METRO LINEAL

Qteórico=	25	L/s
depresión(a)=	7	cm
$\theta =$	85,23635833	Radianes= 1,4876551

$\omega = 8a$	56
$z = \tan\theta$	12
$S(\%) =$	2,3
$n =$	0,017

a) Factor de seguridad según la localización y tipo de pozo = 1,25

b) Caudal de proyecto.

$Q_p = Q_{teórico} \times \text{Factor seguridad} = 31,25$ L/s

c) Valor de $K = 0,23$ (Inciso 2.7.6. Capítulo II, ya que $Z=12$)

d) Cálculo de $y_o = 0,068$ m



$$y_o = \left\{ \frac{Q_p}{\left[375 \cdot \left(\frac{z}{n} \right) \cdot S^{1/2} \right]} \right\}^{3/8}$$

e) Cálculo de Vo = 1,12 m/s

$$v_o = \left\{ \frac{Q_p}{\frac{1}{2} \cdot y_o^2 \cdot \tan \theta} \right\}$$

f) Energía "E"= 0,20 m

$$E = \frac{V_o^2}{2 \cdot g} + y_o + a$$

g) Valor de "y" (de la FIGURA U Apéndice D) = 9,9 cm

h) Cálculo de F^2 = 2,08

$$F^2 = 2 * \left(\frac{E}{y} - 1 \right)$$

i) Cálculo tanθo = 4,80

$$\tan \theta_o = \frac{w}{\left(\frac{w}{\tan \theta} + a \right)}$$

j) Cálculo de C = 0,21

asumiendo L= 1,07 m

6,62



$$C = \frac{0.45}{1.12^M}$$

$$M = \frac{L \cdot F^2}{a \cdot \tan \theta_o}$$

k) Caudal por metro lineal (Q/L)=

0,0432 m3/seg

$$\frac{Q}{L} = (k + C) * \left(\sqrt{y^3 * g} \right)$$

43,17 L/s

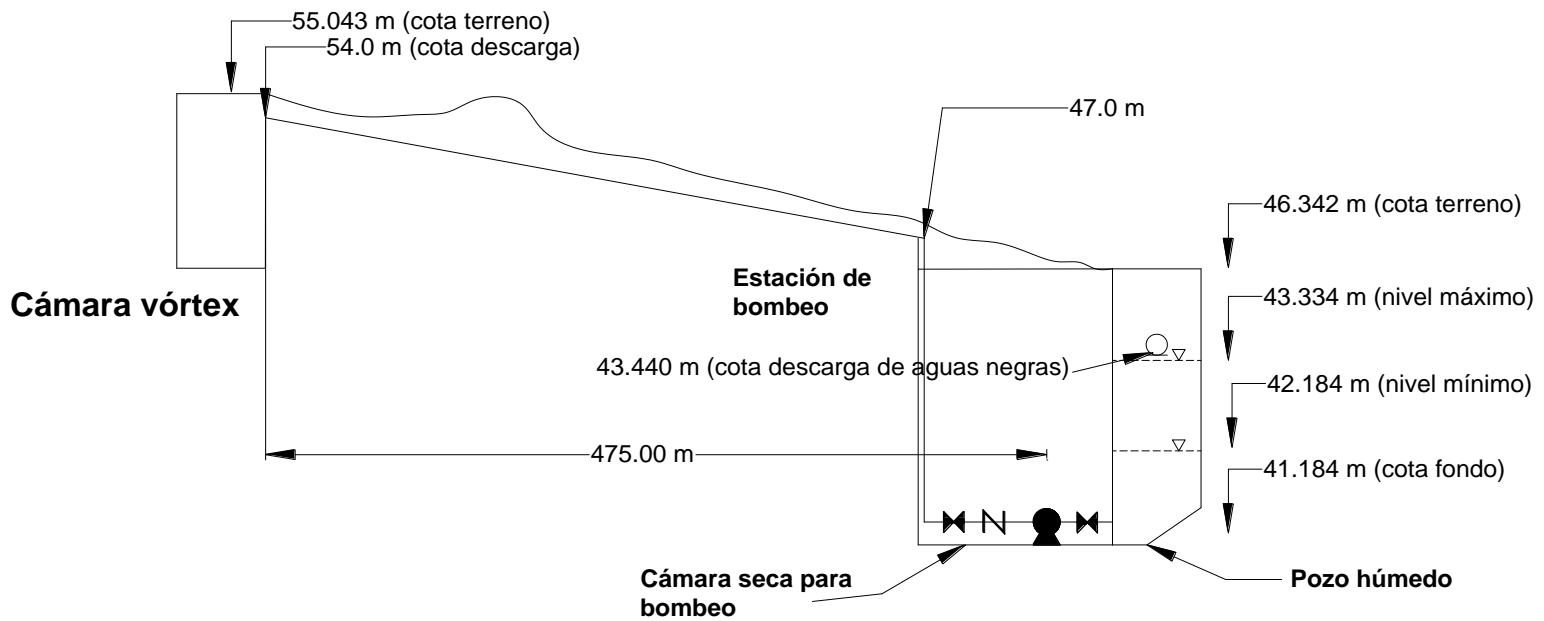
d) A continuación se compara los resultados obtenidos en la interpolación de la Tabla M del Apéndice D de los Anexos “*Tragantes de gaveta*” del *Reglamento de drenaje pluvial para el área del municipio de Managua*, y los resultados obtenidos aplicando el Método de Hsiung-Li.

Pendiente %	Tabla Alcaldía		Método Hsiung-Li		Diferencia %
0,5=	50,00	L/s	48,64	L/s	2,7
1,2=	46,80	L/s	46,70	L/s	0,2
2,3=	41,10	L/s	43,17	L/s	4,8



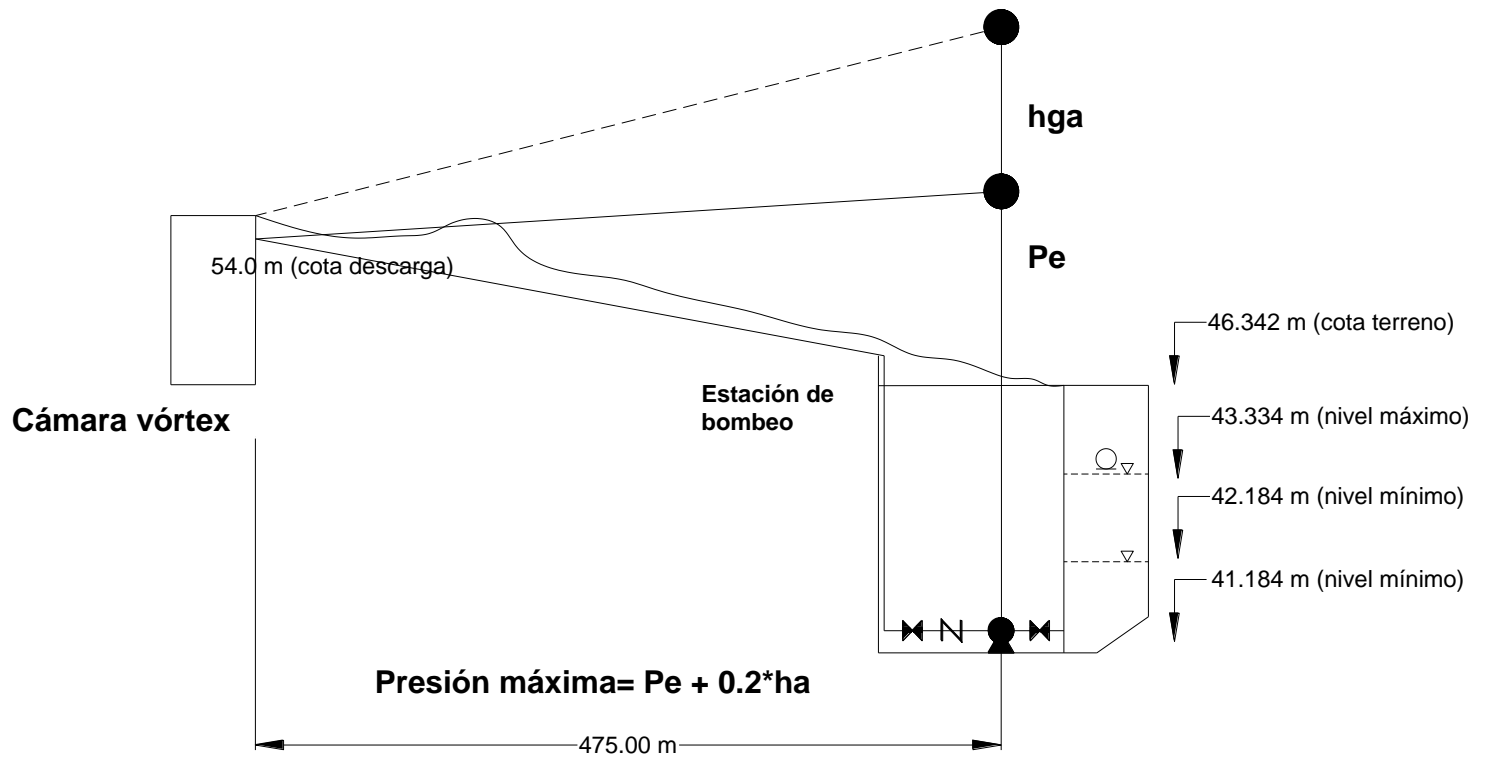
C.11 Gráfica de dimensiones.

C.12 Gráfica de línea de energía con cabeza de succión positiva del esquema de bombeo.

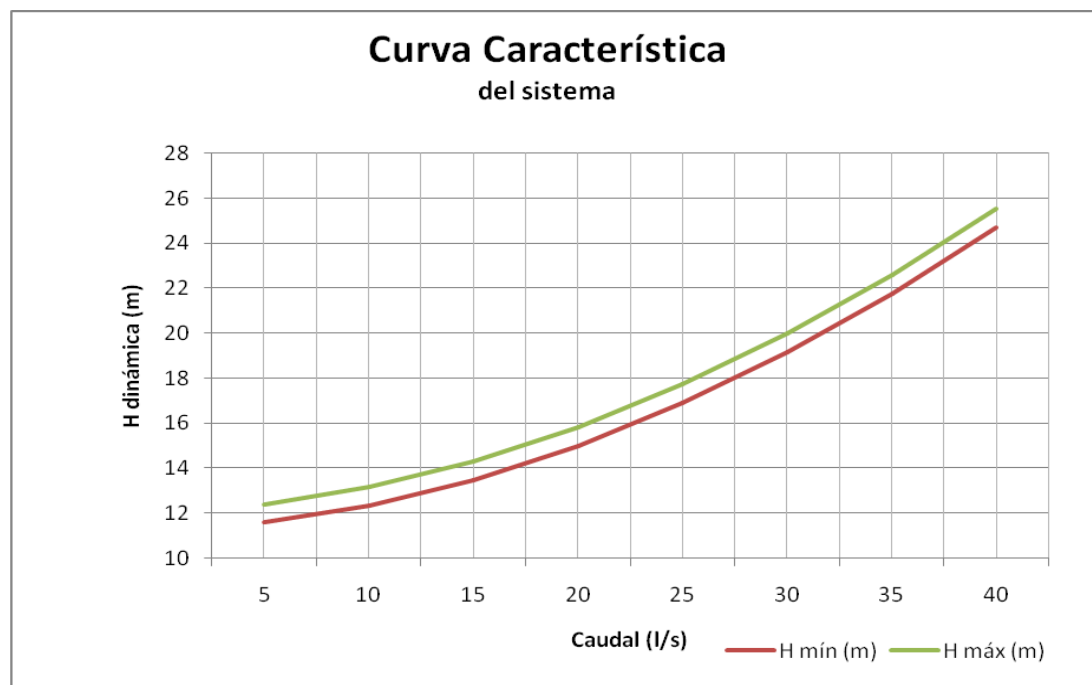




C.13 Gráfica de perfil de la línea de conducción.



C.14 Curva característica del sistema.



**C.15 Datos según períodos de diseño.**

Según el Capítulo IV de las *Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales* del INAA (Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados), el período de diseño para equipos de bombeo normales es de 10 a 15 años.

C.15.a Período de diseño de 10 años**1.- DATOS PRELIMINARES**

A.- POBLACION ACTUAL	2.148,00	hab
B.- TASA DE CRECIMIENTO (%)	2,50	%
C.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	10	años

2.- POBLACIÓN FUTURA Y CONSUMOS

$$P_d = P_o(1+r)^n$$

USAR:

D.- DOTACION (LT/HAB/DIA)	140	lt/hab/día
E.- CONSUMO PROMEDIO (LT/SEG)	4,537	lt/seg
$Q = \text{Pob.} * \text{Dot.} / 86,400$		

3. APOORTE DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

F.- ÁREA APROXIMADA	4,193	Has
G.- CAUDAL RES. DOMÉSTICO (LT/SEG.Hab)	0,866	lt/seg.Ha.
$Q = Q \text{ prom. Anual} \times 80\% / \text{Área}$		

Qmin=	0,907	L/seg.
Qprom.=	4,537	L/seg.
Qmáx. Diario=	5,444	lt/seg.Ha.
Qmáx. horario=	9,005	lt/seg.Ha.
Qdiseño=	13,871	L/seg.

**C.15.b Período de diseño de 15 años****1.- DATOS PRELIMINARES**

A.- POBLACION ACTUAL

2.148,00 hab

B.- TASA DE CRECIMIENTO (%)

2,50 %

C.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)

15 Años

2.- POBLACIÓN FUTURA Y CONSUMOS

$$P_d = P_o(1+r)^n$$

3.110,94 Hab

USAR: 3.200,00 Hab

D.- DOTACION (LT/HAB/DIA)

140 lt/hab/día

E.- CONSUMO PROMEDIO (LT/SEG)

$$Q = \text{Pob.} \cdot \text{Dot.} / 86,400$$

5,185 lt/seg

3. APOORTE DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

F.- ÁREA APROXIMADA

4,193 Has

G.- CAUDAL RES. DOMÉSTICO (LT/SEG.Hab)

$$Q = Q \text{ prom. Anual} \times 80\% / \text{Área}$$

0,989 lt/seg.Ha.

Qmin=

1,037 L/seg.

Qprom.=

5,185 L/seg.

Qmáx. Diario=

6,222 lt/seg.Ha.

Qmáx. horario=

10,146 lt/seg.Ha.

Qdiseño=

15,738 L/seg.

C.15.c Período de diseño de 25 años

A.- POBLACION ACTUAL

2.148,00 Hab

B.- TASA DE CRECIMIENTO (%)

2,50 %

C.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)

25 Años

2.- POBLACIÓN FUTURA Y CONSUMOS

$$P_d = P_o(1+r)^n$$

3.982,27 Hab

USAR: 4.000,00 Hab

D.- DOTACION (LT/HAB/DIA)

140 lt/hab/día



E.- CONSUMO PROMEDIO (LT/SEG)

$$Q = \text{Pob.} * \text{Dot.}/86,400$$

6,481 lt/seg

3. APOORTE DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

F.- ÁREA APROXIMADA

4,193 Has

G.- CAUDAL RES. DOMÉSTICO (LT/SEG.Hab)

$$Q = Q \text{ prom. Anual} \times 80\% / \text{Área}$$

1,237 lt/seg.Ha.

Qmin=	1,296	L/seg.
Qprom.=	6,481	L/seg.
Qmáx. Diario=	7,778	lt/seg.Ha.
Qmáx. horario=	12,366	lt/seg.Ha.
Qdiseño=	19,471	L/seg.

C.16 Cálculos.

La bomba será diseñada para impulsar el 130% del caudal máximo de diseño, y para un período de 15 años.

C.16.a Cálculos para diseño estación de bombeo con hoja de cálculo de Excel.

DISEÑO ESTACION DE BOMBEO DE ACUERDO AL PROGRAMA ABS

1, Cálculo de diámetro impulsión (Di):

Qdis:15,738L/s

Usar=	150	mm
Q=	0,020500	m ³ /s
30 % de Qdis	20,5	L/s
	6	plg

2, Velocidad en tubería de impulsión:

1,1 m/s

$$Vi = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi * Di^2}{4}}$$

3, Tubería de succión (Ds):

150	mm
0,15	m
6	plg

4, Velocidad en tubería de succión:

1,100 m/s

Tabla P, Apéndice D

Vel. Boca aspiración S

m/s	m
1	0,6
1,1	0,68
1,5	1

-0,5 -0,4

xxxiv



$$V_s = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi * D_s^2}{4}}$$

-0,34 y :

Diámetro boquilla: 0,15 m
Velocidad en boquilla aspiración: 1,160 m/s

5, Sumergencia: 0,73 m

6, Cálculo de altura dinámica de elevación (Hest+Perd. Suc.+Perd. Impul.+Alt. De velocidad)= 17,736 m

6,a Altura estática total (Hest): (succión+impulsión)= 13,800 m máxima

6,b Pérdida en la succión: = 0,04577 m

*Tubería (1m)= 0,00662 m C= 150
*Codos (1)= 0,01100 m
*Reducción (1 excéntrica): 0,00440 m K= 0,36
*Válvula de compuera (150mm): 0,02060 m K= 0,3
*Embocadura de campana: 0,00315 m K= 0,05

$$K \frac{V^2}{2g} = \text{pérdidas en accesorio} \quad hf = \frac{10.7 Q^{1.85} L}{C^{1.85} D^{4.87}} = \text{pérdida tubería (Hazen - Williams)}$$

6,c) Pérdidas en la impulsión: 3,82810 m

*Longitud de tubería(475m): 3,14000 m C= 150
*Codos (4 de 90, 2 de 45,1 de 30): 0,10000 m
*Expansión concentrica (1): 0,09380 m K= 0,36
*Válvula de compuerta (150mm): 0,02060 m K= 0,5
*Válvula de retención (1): 0,41200 m K= 1,8
*Salida: 0,06170 m K= 1

6,d) Altura de la velocidad = 0,062 m

$$\frac{V_i^2}{2g}$$

g= 9,81 m/s²

0,2356
0 2,15000
0,0117
8 0,05



7, Curva de operación del sistema y de la bomba:

Q (l/s)	Q (m³/s)	Pérdidas (m)		Altura Vel. (m/s)	Altura estática		Altura dinámica	
		Succión	Impulsión		Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
0	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,005	0,003	0,292	0,00366	12,65	13,800	12,950	14,100
10	0,010	0,011	1,030	0,01470	12,65	13,800	13,650	14,800
15	0,015	0,024	2,150	0,03303	12,65	13,800	14,850	16,000
20	0,020	0,043	3,660	0,05835	12,65	13,800	16,350	17,500
25	0,025	0,067	5,530	0,09152	12,65	13,800	18,250	19,400
30	0,030	0,095	7,750	0,13212	12,65	13,800	20,450	21,600
35	0,035	0,129	10,300	0,18014	12,65	13,800	23,150	24,300
40	0,040	0,163	13,300	0,23560	12,65	13,800	26,150	27,300

diferencia de altura máx y mín= 43,334-42,184= 1,15 m

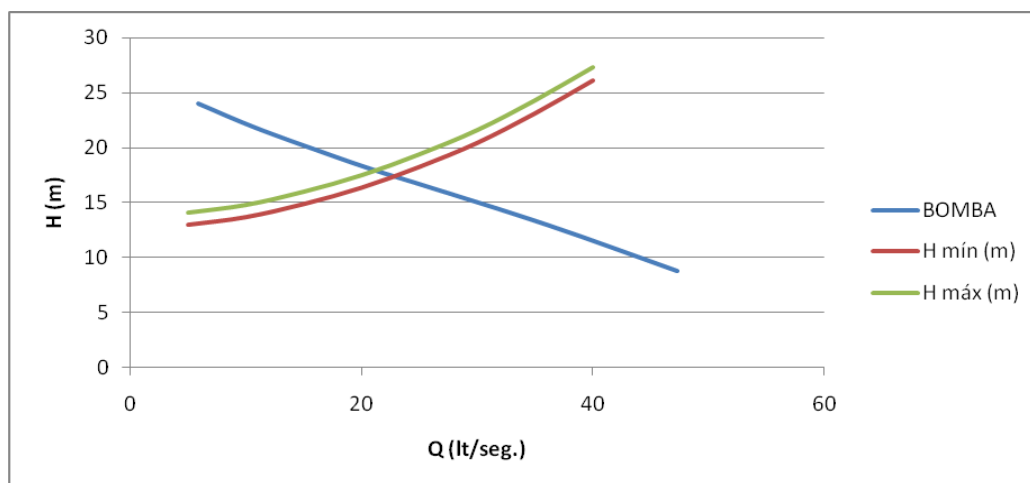
H mín (m)	H máx (m)	Q (l/s)
12,950	14,100	5,000
13,650	14,800	10,000
14,850	16,000	15,000
16,350	17,500	20,000
18,250	19,400	25,000
20,450	21,600	30,000
23,150	24,300	35,000
26,150	27,300	40,000

BOMBA

Q(l/s)	H(m)	P2 (kw)
5,84	24	4,88
10,8	21,8	5,25
16,8	19,5	5,7
21,2	17,9	6,04
25,2	16,6	6,34
36,2	12,9	6,98
47,3	8,75	7,11

%

NPSH



8, Potencia de la bomba requerida:

6,027 kw

(Según ABS Pb= 6,04 KW)

$$Pb = \frac{\gamma Q H_t}{e}$$

peso específico aguay=
caudal(diseño)Q=

9,8 kN/m³
0,0212 m³/s



(altura dinámica diseño)Ht= 17,9 m
(eficiencia diseño)e= 61,7 %

8, Potencia del motor requerido: 7,233 kw (Según ABS Pm= 7,5 KW)

$$P_m = 1.2 * P_b$$

9, Cavitación: CNPS_d>CNPS_r
CNPS_d(Cavitación: Altura Neta Positiva Disponible)= 10,723 m O.K.
CNPS_r(Cavitación: Altura Neta Positiva Requerida)= 1,900 m

$$CNPS_d = \left[\text{Altura Bar.} - \left(\text{Altura Estática} + \text{Pérd. Fricción} + \frac{V^2}{2g} \right)_{\text{succión}} \right] - P_{\text{vapor}}$$

9,a) Altura Barométrica: 10,28096 m

760 mm Hg = 10,33 m msnm msnm= 40,86 m
1,20 m/1000 msnm

$$\text{Alt. Barométrica} : 10.33m - \frac{1.2 * msnm}{1000}$$

9,b) Altura estática de succión: -0,730 m

9,c) Pérdidas en la succión (hs) (Según ABS): 0,048 m
C= 150
Q (de diseño)= 0,0212 m³/s
Ds= 0,15 m

9,d) Altura de velocidad (según ABS): Vs= 1,140 m/s

$$V_s = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\pi * D_s^2 / 4}$$

$$\frac{V_s^2}{2g} \quad V_s^2/2g = 0,066 \text{ m}$$

9,e) Presión de vapor (P_{vapor}) (Tv/γ)= 0,174174 m

Temperatura= 15 °C
Tensión de vapor (Tv)= 174 kg/m²
densidad (γ)= 999 kg/m³



10, Velocidad: $n_s < n_{s \text{ máx}}$

máx

$n_s =$

28,443

m

O.K.

$$n_s = \frac{N \sqrt{Q}}{Ht^{3/4}}$$

$n_{s \text{ máx}} =$

40

m (lo da el fabricante)

N=

1700

Revoluciones/min (dado por el fabricante)

Ht=

17,9

m

Q=

0,0212

m³/s

n_s : (número específico de revoluciones)

11, Cálculo de la carga normal de operación:

11,a Golpe de ariete (hga)=

53,681

m.c.a

76,352

PSI

$$hga = \frac{a * V}{g}$$

V(diseño)=

1,140

m/s

Ea=

22.765,00

kg/cm²

Et=

28.122,78

kg/cm²

e=

1,430

cm

ϕ =

15,400

cm

Presión máx.

(6")=

160,000

psi

O.K.

SDR-26 (11,2 kg/cm²)

KG/CM² PSI

11,2

159,25677
42

6 plg

$$a = \frac{1440}{\sqrt{1 + \frac{E_a * \phi}{E_t * e}}} = \text{velocidad de onda}$$

461,939

m/s

Período de ciclo (T):

2,057

seg.

$$T = \frac{2L}{a}$$

L:

475

m

11,b Presión en el nivel de descarga=

8,988

m.c.a

5,0m ≤ P_{descarga} ≤ 50 m

$$P_{desc \text{ arg } a} = (Nivel_{desc \text{ arg } a} - Nivel_{bomba}) - Pérdida_{c \text{ arg } a}$$

Nivel descarga=

54

m

Nivel de bomba=

41,184

m

Pérdida de carga=

3,828

m

11,c Velocidad de tubería(diseño)=

1,14

m/s

0,3 m/s ≤ V_{tub.} ≤ 3,0 m/s



$$Vd = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi * Di^2}{4}}$$

11,d Carga normal de operación(CON)= 17,644 m

$$CNO = (Nivel_{descarga} - Nivel_{bomba}) + Pérdida_{carga}$$

Nivel descarga= 54 m

Nivel de bomba= 40,184 m

Perdida de carga= 3,828 m

11,e Presión máxima(Pmáx)= 28,380 m PSI=Pmáx*1,42psi Tubo de 6 plg
40,300 PSI < 160,000 PSI

$$P_{máx} = CNO + 0.2 * h_{ga}$$

O.K.

C.16.b Resumen de características de bombas para diferentes períodos de diseño, según cálculos en hoja de Excel y programa ABS.

Años	Dimpulsión	Dsucción	Alt. Dinámica	Alt. Estática	Pérdidas (m)		Pot. Bomba	Pot. Motor
	plg	plg	m	m	Succión	Impulsión	kw	kw
10	6	6	16,9	13,8	0,035	3,02	5,4	7,5
15	6	6	17,74	13,8	0,046	3,828	6,04	7,5
25	6	8	19,5	13,8	0,0687	5,66	10,4	13

Años	Tipo bomba	Qdiseño	Hdiseño	NPSH	Rend. Hidráulico	Tensión	Serie bomba	Vel. Nominal
		lt/seg.	m	m	(bomba) %	v		rpm
10	AFP 1049 60 HZ	19,1	17,2	0,6	84,3	460	AFP M1-ME3 (1kW-22kW)	1700
15	AFP 1049 60 HZ	21,2	17,9	0	84,3	460	AFP M1-ME3 (1kW-22kW)	1700
25	AFP 1547 60 Hz	26,1	19,9	2	88,6	460	AFP M1-ME3 (1kW-22kW)	1750



C.17 Cálculos para tipo de bomba con el programa ABSEL PRO, para un período de 15 años.

a-PÉRDIDAS EN LA SUCCION

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 20,5 l/s Diámetro recomendado DN 80
Velocidad de flujo 4,07 m/s

Plastic / PVC 6

Diámetro interno	Velocidad de caudal	Longitud tubería	Rugosidad tubería	Pérdidas de presión
154 mm	1,1 m/s	1 m	0,0076 mm	0,00659 m

Pérdidas de presión 0,00659 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

Longitud tubería	Codo	Empalme	Válvula de cierre	Válvula antirretroceso	Otros accesorios	Pérdidas varias
0,00659 m	0,0109 m	0,00438 m	0,0205 m	0 m	0 m	0,0031 m

Pérdidas de carga totales 0,0455 m

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 20,5 l/s Diámetro recomendado DN 80
Velocidad de flujo 4,07 m/s

Plastic / PVC 6

Diámetro interno	Radio del codo	Curva de derivación	Rugosidad tubería	Cantidad	Pérdidas de presión
154,1 mm	154 mm	45	0,0076 mm	1	0,0109 m

Pérdidas de presión 0,0109 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

Longitud tubería	Codo	Empalme	Válvula de cierre	Válvula antirretroceso	Otros accesorios	Pérdidas varias
0,00659 m	0,0109 m	0,00438 m	0,0205 m	0 m	0 m	0,0031 m

Pérdidas de carga totales 0,0455 m

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 20,5 l/s Diámetro recomendado DN 80
Velocidad de flujo 4,07 m/s

Nombre	Diámetro interno DN1	DN2	Coefficiente de roce	Cantidad	Pérdidas de presión
Reducción cónica	154 mm	103 mm	0,071	1	0,00438 m
Reducción cónica	154	103	0,0713	1	0,00438 m

Pérdidas de presión 0,00438 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

Longitud tubería	Codo	Empalme	Válvula de cierre	Válvula antirretroceso	Otros accesorios	Pérdidas varias
0,00659 m	0,0109 m	0,00438 m	0,0205 m	0 m	0 m	0,0031 m

Pérdidas de carga totales 0,0455 m

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 15,7 l/s Diámetro recomendado DN 150
Velocidad de flujo 0,888 m/s

Diámetro nominal	Proveedor	Coefficiente de roce	Cantidad	Pérdidas de presión
DN 150	Desconocido	0,3	1	0,0121 m
DN 150	Desconocido	0,3	1	0,0121 m

Pérdidas de presión 0,0121 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

Longitud tubería	Codo	Empalme	Válvula de cierre	Válvula antirretroceso	Otros accesorios	Pérdidas varias
0,00659 m	0,0109 m	0,00438 m	0,0205 m	0 m	0 m	0,0031 m

Pérdidas de carga totales 0,0455 m

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 15,7 l/s Diámetro recomendado DN 150
Velocidad de flujo 0,888 m/s

Nombre	Coefficiente de roce	Diámetro nominal	Cantidad	Pérdidas de presión
Embocadura, campana	0,05 m	DN 150	0	0

Puntos de roce (unión de los diversos elementos) 0 0

Pérdidas varias

Sundry head losses 0,002

Pérdidas de presión 0,002 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

Longitud tubería	Codo	Empalme	Válvula de cierre	Válvula antirretroceso	Otros accesorios	Pérdidas varias
0,00444 m	0,00726 m	0,0123 m	0,0121 m	0 m	0 m	0,002 m

Pérdidas de carga totales 0,0381 m



b-PÉRDIDAS EN LA DESCARGA

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 20,5 l/s Diámetro recomendado DN 80
Velocidad de flujo 4,07 m/s

Plastic / PVC 6

Diámetro interno	Velocidad de caudal	Longitud tubería	Rugosidad tubería	Pérdidas de presión
154 mm	1,1 m/s	475 m	0,0076 mm	3,13 m

Pérdidas de presión 3,13 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

3,13 m	0,0996 m	0,0935 m	0,0205 m	0,41 m	0 m	0,0617 m
--------	----------	----------	----------	--------	-----	----------

Pérdidas de carga totales 3,82 m

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 20,5 l/s Diámetro recomendado DN 80
Velocidad de flujo 4,07 m/s

Plastic / PVC 6

Diámetro interno	Radio del codo	Curva de derivación	Rugosidad tubería	Cantidad	Pérdidas de presión
154,1 mm	154 mm	30	0,0076 mm	1	0,0175 m
154	154	90	0,0076	4	0,0699
154	154	45	0,0076	2	0,0218
154	154	30	0,0076	1	0,00786

Pérdidas de presión 0,0996 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

3,13 m	0,0996 m	0,0935 m	0,0205 m	0,41 m	0 m	0,0617 m
--------	----------	----------	----------	--------	-----	----------

Pérdidas de carga totales 3,82 m

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 20,5 l/s Diámetro recomendado DN 80
Velocidad de flujo 4,07 m/s

Nombre Diámetro interno DN1 DN2 Coeficiente de roce Cantidad Pérdidas de presión

Ensanchamiento	103 mm	154 mm	0,3	1	0,0935 m
Ensanchamiento	103	154	0,304	1	0,0935

Pérdidas de presión 0,0935 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

3,13 m	0,0996 m	0,0935 m	0,0205 m	0,41 m	0 m	0,0617 m
--------	----------	----------	----------	--------	-----	----------

Pérdidas de carga totales 3,82 m

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 20,5 l/s Diámetro recomendado DN 80
Velocidad de flujo 4,07 m/s

Diámetro nominal Proveedor Coeficiente de roce Cantidad Pérdidas de presión

DN 150	Desconocido	Válvula de compuerta plana DN 150	0,3	1	0,0205 m
DN 150	Desconocido	Válvula de compuerta plana DN 150	0,3	1	0,0205

Pérdidas de presión 0,0205 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

3,13 m	0,0996 m	0,0935 m	0,0205 m	0,41 m	0 m	0,0617 m
--------	----------	----------	----------	--------	-----	----------

Pérdidas de carga totales 3,82 m

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 20,5 l/s Diámetro recomendado DN 80
Velocidad de flujo 4,07 m/s

Diámetro nominal Proveedor Nombre Coeficiente de roce Cantidad Pérdidas de presión

DN 150	Desconocido	Válvula retención de globo, recta DN 150	6	1	0,41 m
DN 150	Desconocido	Válvula retención de globo, recta DN 150	6	1	0,41

Pérdidas de presión 0,41 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

3,13 m	0,0996 m	0,0935 m	0,0205 m	0,41 m	0 m	0,0617 m
--------	----------	----------	----------	--------	-----	----------

Pérdidas de carga totales 3,82 m

ABS Pipe Calc - Pérdidas de presión

Caudal 20,5 l/s Diámetro recomendado DN 80
Velocidad de flujo 4,07 m/s

Nombre Coeficiente de roce Diámetro nominal Cantidad Pérdidas de presión

Salida, rectilínea	1 m	DN 150		0
Puntos de roce (unión de los diversos elementos)			0	0
Pérdidas varias				0,0617

Pérdidas de presión 0,0617 m

Longitud tubería / Codo / Empalme / Válvula de cierre / Válvula antirretroceso / Otros accesorios / Pérdidas varias

3,13 m	0,0996 m	0,0935 m	0,0205 m	0,41 m	0 m	0,0617 m
--------	----------	----------	----------	--------	-----	----------

Pérdidas de carga totales 3,82 m



c-CARGA TOTAL DINAMICA Y ESTATICA

ABS Pipe Calc [f:\02]

Archivo Ajustes Ayuda

Fluido: Aguas residuales Temperatura: 15 °C
Caudal: 20,5 l/s Densidad: 998 kg/m³
Viscosidad: 1 mm²/s

H_{geo}: 13,8 m
H_{v,d}: 3,83 m
H_{v,s}: 0,045 m

Instalación sumergida / Instalación en seco / Red de tuberías

Pérdidas de carga: 3,88 m Altura geométrica total: 13,8 m Altura manométrica: 17,7 m

d-SELECCIÓN DE BOMBA

ABSL PRO - Selección hidráulica

Área de aplicación:
☒ Área de selección
☐ Elevator
☐ Pump & Piping
☐ Wastewater Technology
☐ Wastewater Pumps
☐ Small Pumps & Lifting Stations

Gama producto:
AFL
AFP Chopper
AFP M1 M2 (15kW-22kW)
AFP M4-M5 (15,5kW-18kW)
AFP SX M1-M5 (18kW-22kW)
AFP SX M6-M5 (22kW-118kW)
AS
FR (without motor)
FR CLOSE COUPLED
PV
PIRABHA
RCP
VUP

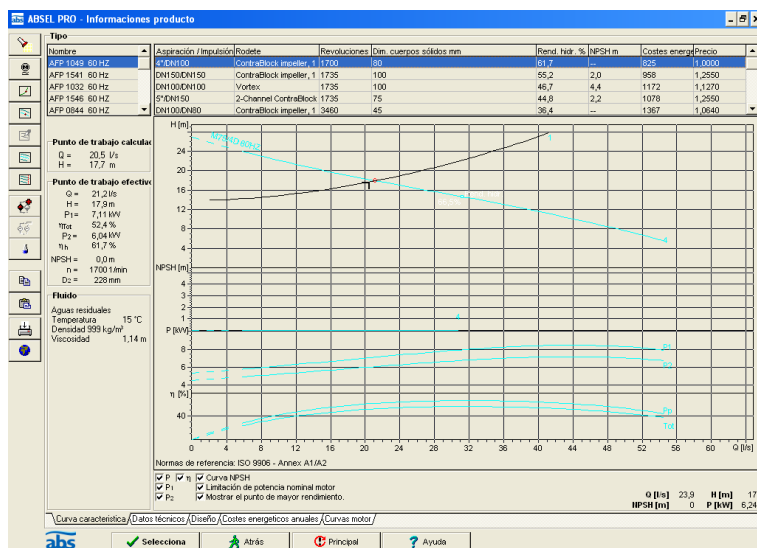
Datos hidráulicos (Punto de trabajo):
☒ Definición puntos de trabajo ☐ ABS Stock Flo
Caudal: 20,5 l/s Fluido: Aguas residuales
Altura manométrica total: 17,7 m Temperatura: 15 °C
Altura geodésica: 13,8 m Densidad: 999,2 kg/m³
Sistema NPSH disponible: 0 m Viscosidad: 1,14 mm²/s

Busca área:
☒ Porcentaje ☐ Absoluto
Min. Max.
Q 10 10 %
H 10 10 %

Tipo de instalación:
☒ Bomba simple
☐ Bombas simples en paralelo
☐ Bombas simples en serie

Criterios de búsqueda:
Frecuencia: 60 Hz
Monofásico / Trifásico: Todos
Tipo rodete: Todos

Selección Principal Cuadro opciones Ayuda





C.18.Cálculo de la velocidad y caudales reducidos del motor y la bomba para tiempo de trabajo de 10 minutos, por el método de las leyes de afinidad.

Q2=	5	L/s	Caudal sistema
N1=	1700	rpm	Velocidad original motor
H2=	14,1	m	Altura del sistema
Q2=	0,005	m3/s	Caudal sistema
k=	564000	s2/m5	Factor resultante
Q1=	0,001	m3/s	Caudal para graficar parábola
H1=	0,564	m	Altura resultante
N2=	1.417	rpm	Velocidad resultante (de 6 L/s)

$$N_2 = N_1 \frac{Q_2}{Q_1}$$

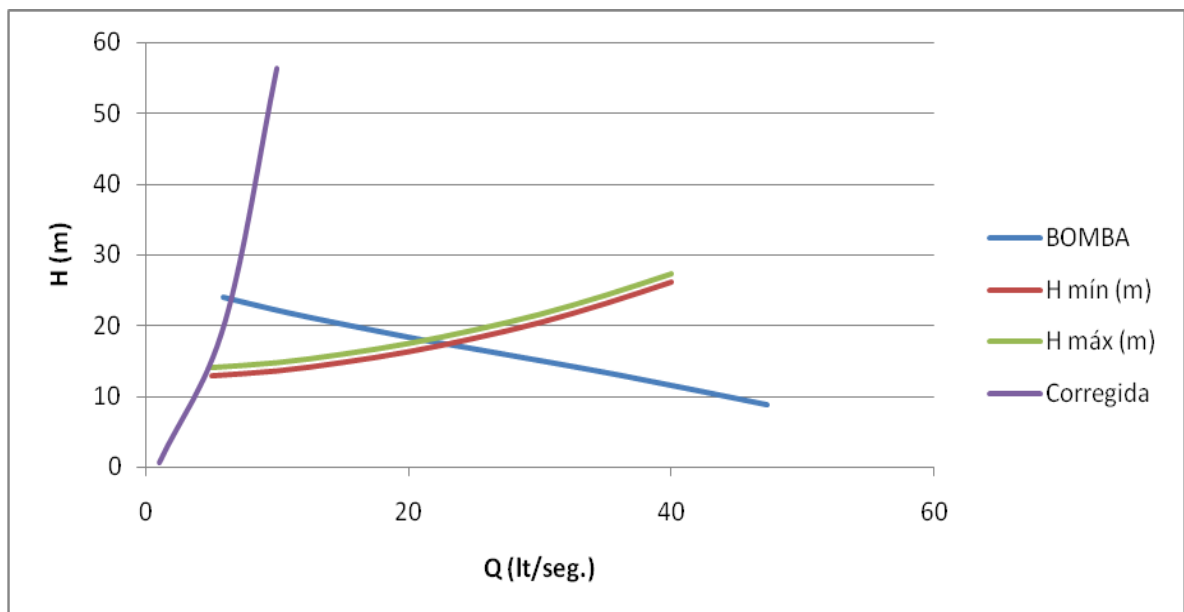
$$k = \frac{H_1}{Q_1^2}$$

Curva del sistema

Curva de BOMBA

H mín (m)	H máx (m)	Q (l/s)	Q(l/s)	H(m)
12,950	14,100	5,000	5,84	24
13,650	14,800	10,000	10,8	21,8
14,850	16,000	15,000	16,8	19,5
16,350	17,500	20,000	21,2	17,9
18,250	19,400	25,000	25,2	16,6
20,450	21,600	30,000	36,2	12,9
23,150	24,300	35,000	47,3	8,75
26,150	27,300	40,000	Curva Corregida(parábola)	
			1	0,564
			6	20,304
			10	56,4

Gráfica de la curva del sistema, de la bomba y la parábola resultante.





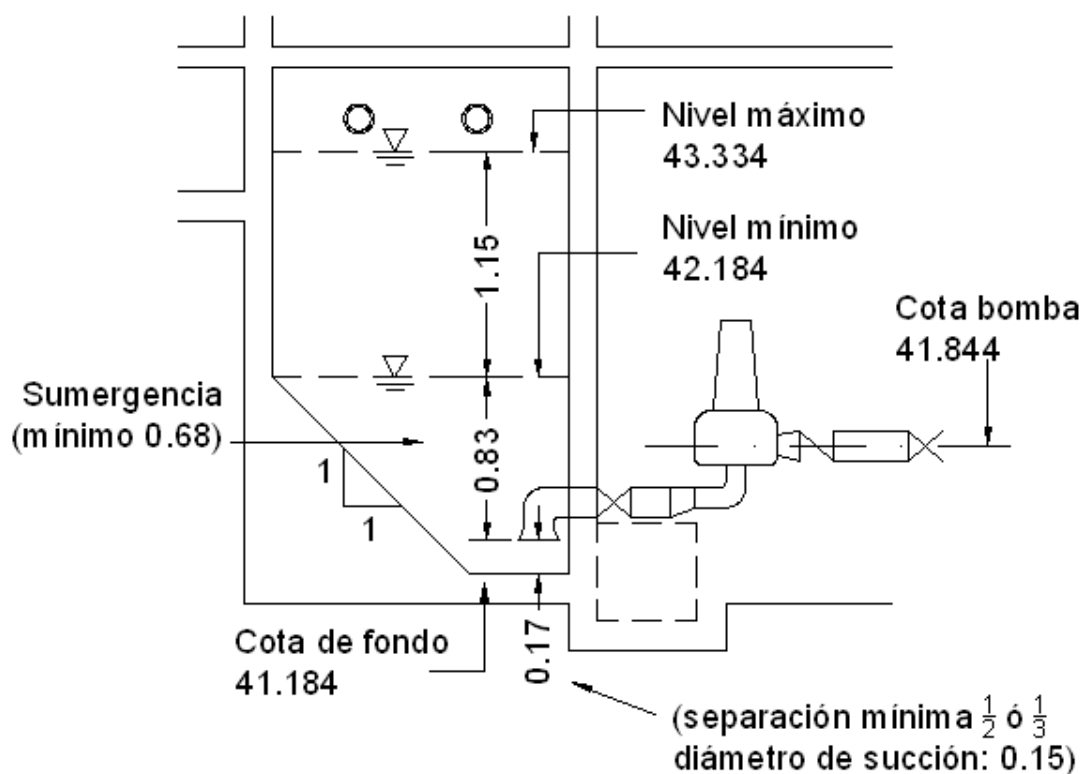
Puntos donde intercepta la parábola y la curva de la bomba.

Q1(gráfica): 0,006 m³/s
H1(gráfica): 20,304 m

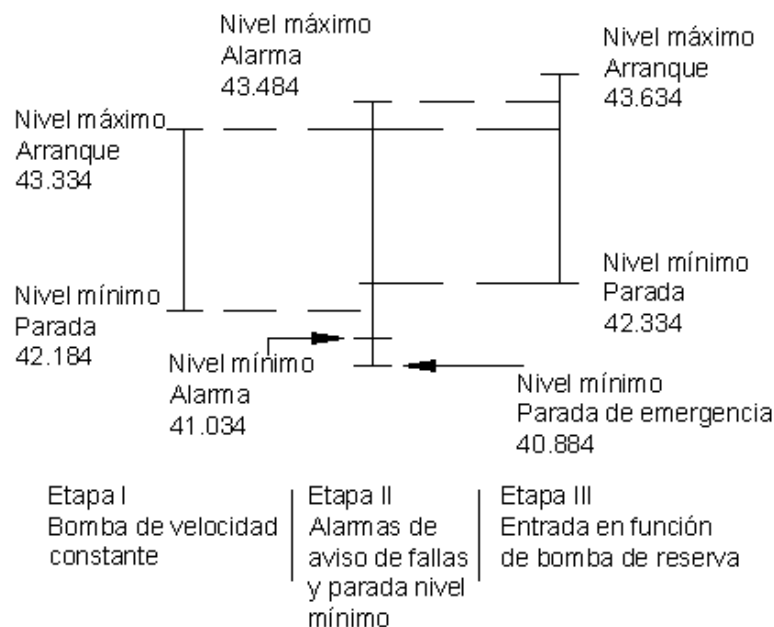
C.19. Volumen de agua acumulada para caudales mínimos y medio para tiempos de retención según la norma.

				Volumen (m ³)			
		A	B	C	30 min (A)		10 min (B)
Años	Qmin(L/s)	Qmed(L/s)	Qdis(L/s)	M3	L	M3	L
10	0,907	4,537	13,871	1,633	1.632,600	2,722	2.722,200
15	1,307	5,185	15,738	2,353	2.352,600	3,111	3.111,000
25	1,296	6,481	19,471	2,333	2.332,800	3,889	3.888,600

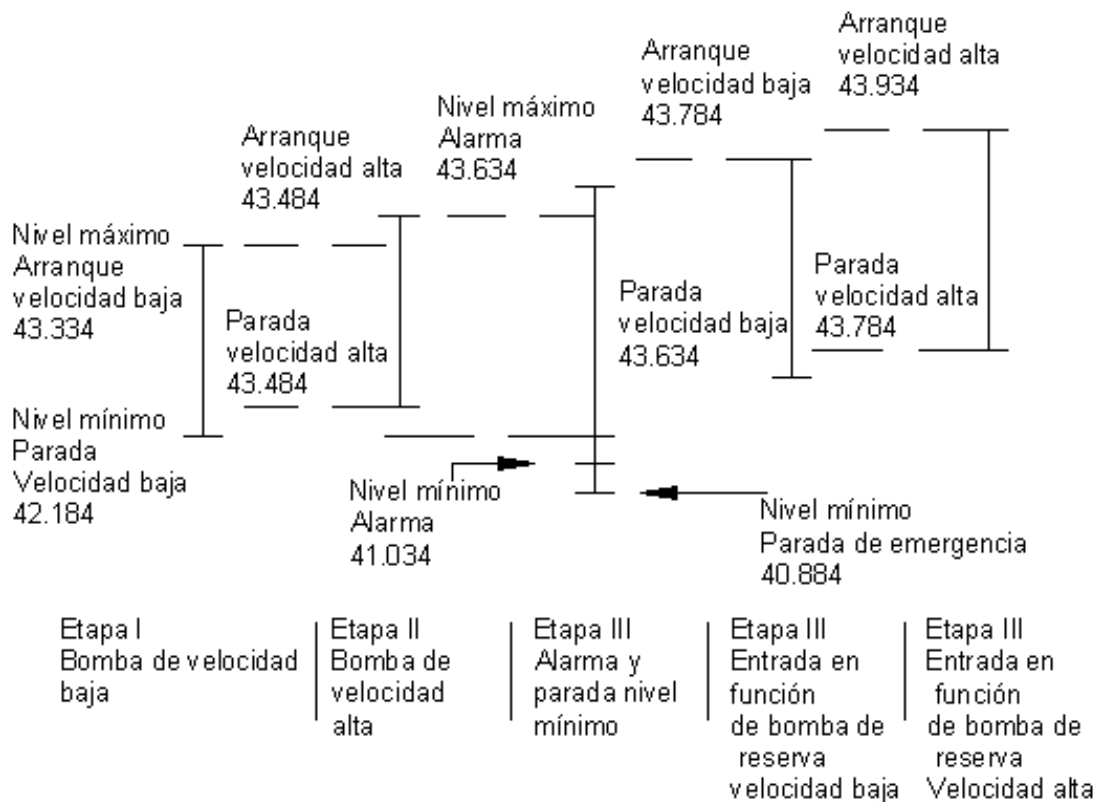
C.20. Gráfica de pozo húmedo donde se indican las dimensiones y cotas de diseño.



C.21. Grafica de puntos de control para motor de velocidad constante, es decir, de 1,700 rpm para un caudal de 21.2 L/s



C.22. Grafica de puntos de control para motor de dos velocidades, es decir, velocidad baja de 1,417rpm para un caudal de 6 L/s, y una velocidad alta de 1700 rpm para un caudal de 21.2 L/s



C.23 Resultados del programa ABSEL-PRO y grafica del tipo de bomba a usar



APENDICE D: Tablas y figuras.

TABLA A

Diámetro del pozo según el diámetro del pozo según el diámetro de la tubería de salida.³²

Diámetro del colector de salida	Diámetro del pozo
8" - 24"	1.20 m
27" - 30"	1.50 m
33" - 36"	1.80 m

TABLA B

Pérdida de energía por cambio de dirección. Para ángulos de deflexión de 90°.³³

Régimen	R _c /D _c	ΔH _c
Subcrítico:	> 3.0	0.05 V ₁ ² /2g
	1.5 - 3.0	0.20 V ₁ ² /2g
	1.0 - 1.5	0.40 V ₁ ² /2g
Supercrítico:	6.0 - 8.0	0.40 V ₁ ² /2g
	8.0 - 10.0	0.20 V ₁ ² /2g
	> 10.0	0.05 V ₁ ² /2g

TABLA C
Coeficiente K.³⁴

$\frac{D_{\text{pozo}}}{D_{\text{salida}}}$	K
> 20	1.2
1.6 - 2.0	1.3
1.3 - 1.6	1.4
< 1.3	1.5

TABLA D

³² Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 273.

³³ Ibíd. Pág. 285.

³⁴ Ibíd. Pág. 287.

Coeficiente de rugosidad de Manning para diferentes materiales de las tuberías.³⁵

Material de la tubería	n
Cloruro de polivinilo	0.009
Asbesto-cemento	0.012
Concreto reforzado prefabricado	0.013
Gres o concreto simple	0.014
Conductos en concreto simple o reforzado fundidos <i>in situ</i> , de sección circular, rectangular o en herradura:	
a) Con acabado especial de la superficie*	0.015
b) Sin acabado especial de la superficie	0.017
Conductos construidos en mampostería de ladrillo	0.016
Canales de concreto o revestidos en concreto simple o reforzado:	
a) Con acabado especial de la superficie*	0.015
b) Sin acabado especial de la superficie	0.017
Canaletas o cunetas revestidas en concreto simple o ladrillo	0.017
Canales excavados en tierra	0.035
Canales excavados en tierra recubiertos con vegetación	0.027-0.050
Canales excavados en roca	0.035-0.060

*Acabado tipo F4 de la norma C.22 "Estructuras de Concreto", de las normas de la Empresa de Acueductos y Alcantarillados de Bogotá.

TABLA E

Coeficiente de rugosidad típica.³⁶

Material de la tubería	C
Acero remachado (nuevo)	110
Acero remachado (usado)	85
Acero soldado (nuevo)	130
Acero soldado (usado)	90
Hierro fundido (nuevo)	130
Hierro fundido (15-20 años)	100
Hierro fundido (>20 años)	90
Concreto (buena terminación)	130
Concreto (terminación común)	120
Asbesto-cemento	140
Plástico (PVC)	150

³⁵ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 281.

³⁶ Ibíd. Pág. 180.



TABLA F
Período de diseño económico para las estructuras de los sistemas.³⁷

Tipo de estructuras	Características especiales	Período de diseño/años
➤ Colectores principales	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Emisarios de descarga		
➤ Tuberías secundarias hasta Φ 375 mm		25 o más
➤ Plantas de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse por etapas. Deben considerarse las tasas de interés por los fondos a invertir.	10 a 25
➤ Edificaciones y estructuras de concreto.		50
➤ Equipos de bombeo:		
✓ De gran tamaño		15 a 25
✓ Normales		10 a 15

TABLA G
Altura crítica en canales circulares.³⁸

y_c/D	Q^2/D^5	y_c/D	Q^2/D^5	y_c/D	Q^2/D^5
0.10	0.001	0.40	0.25	0.70	2.16
0.12	0.002	0.42	0.30	0.72	2.42
0.14	0.004	0.44	0.36	0.74	2.70
0.16	0.007	0.46	0.43	0.76	3.01
0.18	0.013	0.48	0.51	0.78	3.36
0.20	0.017	0.50	0.59	0.80	3.75
0.22	0.025	0.52	0.69	0.82	4.18
0.24	0.035	0.54	0.80	0.84	4.67
0.26	0.048	0.56	0.92	0.86	5.25
0.28	0.064	0.58	1.04	0.88	5.92
0.30	0.083	0.60	1.19	0.90	6.76
0.32	0.11	0.62	1.35	0.92	7.80
0.34	0.13	0.64	1.53	0.94	9.28
0.36	0.17	0.66	1.72	0.96	11.65
0.38	0.21	0.68	1.94	0.98	16.75

³⁷ GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Cap. 4,1.

³⁸ FOLLETO ANONIMO.

TABLA H
Diámetros Nominales de tuberías PVC sin presión.³⁹

DN (mm)	DE (mm)	SN 2500	SN 5000	SN 10000
150	168			
200	220	5.1	5.1	5.7
250	272	5.2	5.5	6.8
300	324	5.4	6.5	7.8
350	376	6.1	7.4	8.9
400	401	4.1	7.6	9.4
400	427	6.9	8.2	9.9
450	478	7.4	8.6	10.8
500	501	7.7	9.2	11.2
500	530	8.1	9.8	11.9
600	615	9.2	11.2	13.6
700	718	10.5	12.8	15.7
800	820	11.2	13.8	17.1
900	924	12.5	15.4	19.1
1000	1026	13.8	17.0	21.1
1100	1099	15.0	18.5	22.9
1200	1229	18.3	19.9	24.8
1400	1434	18.8	23.1	28.8
1500	1499	19.8	24.5	30.4
1600	1638	21.2	26.3	32.8
1800	1842	23.3	29.0	36.3
2000	2046	25.3	38.7	40.3
2200	2250	28.4	46.2	44.2
2400	2400	30.2	52.1	47.1

³⁹ Folleto Anónimo



TABLA I
Características del agua a 0.101 MPa.⁴⁰

T / °C	ρ / kg/m ³	n / mm ² /s	p_D / kPa
0	999.8	1.791	0.61
10	999.7	1.308	1.23
20	998.3	1.005	2.34
30	995.7	0.801	4.24
40	992.3	0.658	7.37
50	988.0	0.554	12.33
60	983.2	0.475	19.92
70	977.7	0.414	31.16
80	971.6	0.365	47.36
90	965.2	0.326	70.11

TABLA J
Pérdidas localizadas en longitudes equivalentes (en metros de tubería recta).⁴¹

Elemento	mm	13	19	25	32	38	50	63	75	100	125	150	200	250	300	350
	plg.	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12	14
Codo 90°																
Radio Largo		0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Radio medio		0.4	0.6	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.8	3.7	4.3	5.5	6.7	7.9	9.5
Radio corto		0.5	0.7	0.8	1.1	1.3	1.7	2.0	2.5	3.4	4.5	4.9	6.4	7.9	9.5	10.5
Codo 45°		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	3.0	3.8	4.6	5.3
Curva 90°																
R/D: 1 1/2		0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0	1.3	1.6	1.9	2.4	3.0	3.6	4.4
R/D: 1		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.0	1.3	1.6	2.1	2.5	3.3	4.1	4.8	5.4
Curva 45°		0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8	2.2	2.5
Entrada																
Normal		0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.6	2.0	2.5	3.5	4.5	5.5	6.2
De borda		0.4	0.5	0.7	0.9	1.0	1.5	1.9	2.2	3.2	4.0	5.0	6.0	7.5	9.0	11.0
Válvula																
Compuerta		0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.4
Globo		4.9	6.7	8.2	11.3	13.4	17.4	21.0	26.0	34.0	45.3	51.0	6.7	85.	102	120
Angulo		2.6	3.6	4.6	5.6	6.7	8.5	10.0	13.0	17.0	21.0	26.0	34.0	43.0	51.0	60.0
de pie		3.6	5.6	7.3	10.0	11.6	14.0	17.0	20.0	23.0	31.0	39.0	52.0	65.0	78.0	90.0
Retención																
T. Liviano		1.1	1.6	2.1	2.7	3.2	4.2	5.2	6.3	6.4	10.4	12.5	16.0	20.0	24.0	38.0
T. Pesado		1.6	2.4	3.2	4.0	4.8	6.4	8.1	9.7	12.9	16.1	19.3	25.0	32.0	38.0	45.0
Te de paso																
Directo		0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Lateral		1.0	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10.0	13.0	16.0	19.0	22.0
Te salida																
Bilateral		1.0	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10.0	13.0	16.0	19.0	22.0
Salida de tubería		0.4	0.5	0.7	0.9	1.0	1.5	1.9	2.2	3.2	4.0	5.0	6.0	7.5	9.0	11.0

⁴⁰ Programa ABS

⁴¹ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 137.



TABLA K
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)⁴²

INCLUYENDO IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN													
DIVISIÓN MAYOR						Símbolo		NOMBRES TÍPICOS		CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 Å	SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 Å	Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4	PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE ½ cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	GRAVAS LIMPIA Poco o nada de partículas finas	GW		Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		DETERMÍNESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA, DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (fracción que pasa por la malla No. 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: Menos del 5%:GW,GP,SW,SP; más del 12%: GM,GC,SM,SC. Entre 5% y 12%: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles **	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Cu: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA Cc: entre 1 y 3. Cu = D60 / D10	

⁴² Folleto anónimo.

TABLA L
Diámetros de tuberías.⁴³

Temperatura, °C	Peso específico, γ , kN/m ³	Densidad, ρ , kg/m ³	Módulo de lasti- cidad, ^b $E/10^6$, kN/m ²	Viscosidad dinámica, $\mu \times 10^3$, N-s/m ²	Viscosidad cinemática, $\nu \times 10^6$, m ² /s	Tensión superfi- cial, ^c σ , N/m	Presión de vapor, p_v , kN/m ²
0	9,805	999,8	1,98	1,781	1,785	0,0765	0,61
5	9,807	1000,0	2,05	1,518	1,519	0,0749	0,87
10	9,804	999,7	2,10	1,307	1,306	0,0742	1,23
15	9,798	999,1	2,15	1,139	1,139	0,0735	1,70
20	9,789	998,2	2,17	1,002	1,003	0,0728	2,34
25	9,777	997,0	2,22	0,890	0,893	0,0720	3,17
30	9,764	995,7	2,25	0,798	0,800	0,0712	4,24
40	9,730	992,2	2,28	0,653	0,658	0,0696	7,38
50	9,689	988,0	2,29	0,547	0,553	0,0679	12,33
60	9,642	983,2	2,28	0,466	0,474	0,0662	19,92
70	9,589	977,8	2,25	0,404	0,413	0,0644	31,16
80	9,530	971,8	2,20	0,354	0,364	0,0626	47,34
90	9,466	965,3	2,14	0,315	0,326	0,0608	70,10
100	9,399	958,4	2,07	0,282	0,294	0,0589	101,33

TABLA M
Propiedades físicas del agua.⁴⁴

t °C	Tv Kg./cm ²	γ Kg./dm ³	t °C	Tv Kg./cm ²	γ Kg./dm ³
0	0.0062	0.9998	60	0.2031	0.9831
5	0.0069	1.0000	62	0.2207	0.9821
10	0.0125	0.9996	64	0.2438	0.9810
15	0.0174	0.9990	66	0.2666	0.9800
20	0.0124	0.9982	68	0.2912	0.9788
25	0.0323	0.9970	70	0.3177	0.9777
30	0.0432	0.9965	72	0.3463	0.9765
35	0.0573	0.9939	74	0.3769	0.9754
40	0.0752	0.9921	76	0.4098	0.9742
45	0.0977	0.9900	78	0.4451	0.9730
50	0.1256	0.9880	80	0.4829	0.9718
55	0.1605	0.9857	82	0.5234	0.9705

⁴³ <http://www.elregante2.galeon.com/pvc.html>

⁴⁴ Ingeniería Sanitaria. Redes de alcantarillado y bombas de aguas residuales. Metcalf & Eddy. Inc Editorial Labor S.A Barcelona 1985 1ra Edición. Pag. 100

TABLA N
Tensión de vapor del agua a diferentes temperaturas.⁴⁵

Serie inglesa SDR 26 (11,2 kg/cm ³)			Serie metrica PN 10		
Diámetro Nominal (pulgadas)	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Diámetro interior (mm)	Diámetro exterior (mm)	Diámetro Nominal (mm)
½ *	21.3	15.8	17	20	20*
¾ *	26.7	23.5	23	25	25
1	33.4	30.4	27.2	32	32
1 ¼	42.2	38.9	36.2	40	40
1 ½	48.3	43.9	45.2	50	50
2	60.3	55.2	57.0	63	63
2 ½	73.0	66.9	67.8	75	75
3	88.9	81.6	85.7	90	90
4	114.3	105.0	99.4	110	110
6	168.3	154.5	144.5	160	160
8	219.1	201.3	180.8	200	200
10	273.1	240.9	230.8	250	250
12	323.9	285.8	290.8	315	300

TABLA Ñ
Presión atmosférica en función de la altura sobre el nivel del mar.⁴⁶

h (m)	P atm. (m)	h (m)	P atm. (m)	h (m)	P atm. (m)	h (m)	P atm. (m)
0	10.33	1000	9.11	2000	8.04	3000	7.10
100	10.64	1100	9.00	2100	7.94	3100	7.01
200	10.08	1200	8.89	2200	7.85	3200	6.93
300	9.92	1300	8.78	2300	7.75	3300	6.84
400	9.83	1400	8.67	2400	7.65	3400	6.76
500	9.69	1500	8.56	2500	7.56	3500	6.68
600	9.53	1600	8.45	2600	7.47	3600	6.60
700	9.43	1700	8.34	2700	7.37	3700	6.52
800	9.34	1800	8.24	2800	7.28	3800	6.43
900	9.23	1900	8.14	2900	7.19	3900	6.35

⁴⁵ <http://www.elregante2.galeon.com>

⁴⁶ Ibid

TABLA O
Tragantes de gaveta. ⁴⁷

Pendiente de la calle %	Longitud abertura (m)	Capacidad en L/s (depresión)				Sumidero rejilla 0.9x0.85 L/s
		0cm	9cm	15cm	20cm	
0.5	1.05	14	50	76	98	104
	2.14	50	95	129	157	
1	1.07	14	48	76	95	99
	2.14	56	102	134	162	
2	1.07	11	42	78	112	94.5
	2.14	53	84	134	176	
4	1.07	6	36	64	92	84.5
	2.14	45	70	112	148	
6	1.07	0	25	50	76	75.3
	2.14	22	48	84	120	

TABLA P
Sumersión necesaria para evitar la formación de vórtices en la aspiración de las bombas. ⁴⁸

Velocidad en la boca de aspiración de diámetro D	Sumersión necesaria, S
m/s	m
0.6	0.3
1.0	0.6
1.5	1.0
1.8	1.4
2.1	1.7
2.4	2.15
2.7	2.6

⁴⁷ Reglamento de drenaje pluvial para el área del municipio de Managua. Septiembre 1982. Pág.59. (Facilitado por Ing. Leonardo Icaza, Funcionario del departamento de Urbanismo Alcaldía de Managua)

⁴⁸ Ingeniería Sanitaria redes de alcantarillado y bombas de aguas residuales. Metcalf & Eddy, Inc. Editorial Labor S.A. Barcelona 1985. 1ra edición. Pág. 387

FIGURA A

Corte A-A de la FIGURA F. Pozo de inspección sin cambio de dirección para Ds menor de 36".⁴⁹

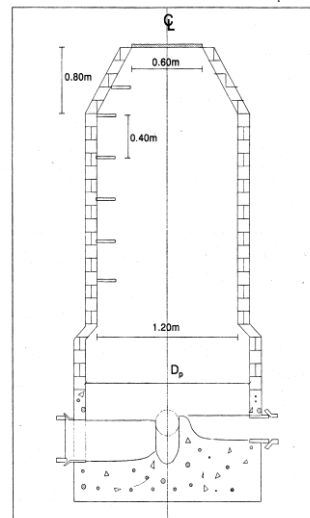
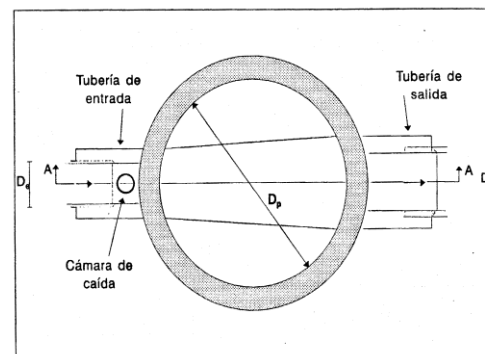


FIGURA B

Planta de la cámara de caída.⁵⁰



⁴⁹ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 274.

⁵⁰ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 275.

FIGURA C
Corte A-A de la FIGURA B. Cámara de caída.⁵¹

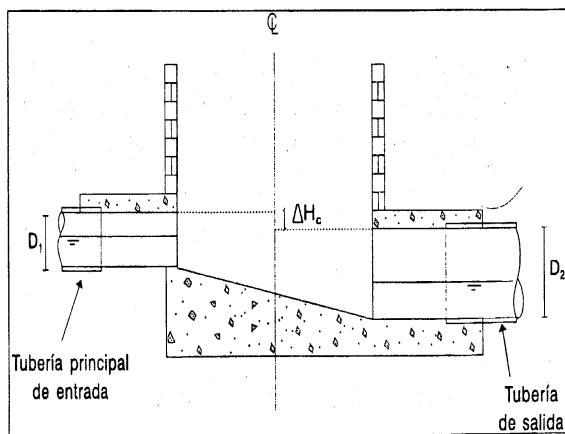
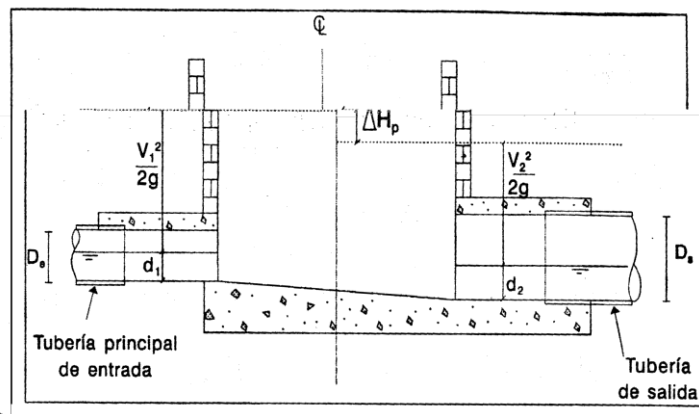


FIGURA D
Empate de los colectores por cota clave.⁵²



⁵¹ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 276.

⁵² Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 283.

FIGURA E
Empate de los colectores por la línea de energía.⁵³

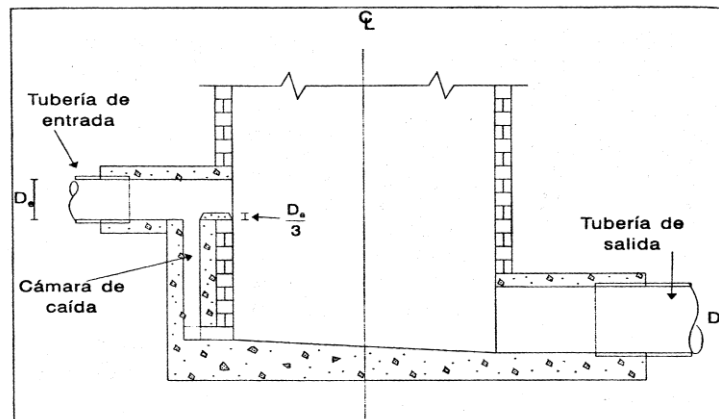
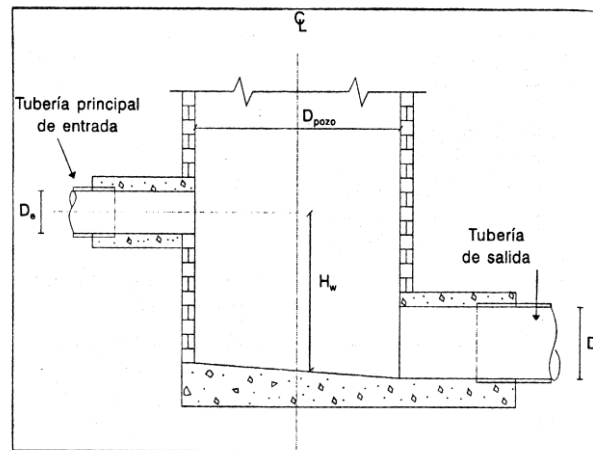


FIGURA F
Empate con flujo supercrítico.⁵⁴



⁵³ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 285.

⁵⁴ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 286.

FIGURA G
Carta de plasticidad S.U.C.S.⁵⁵

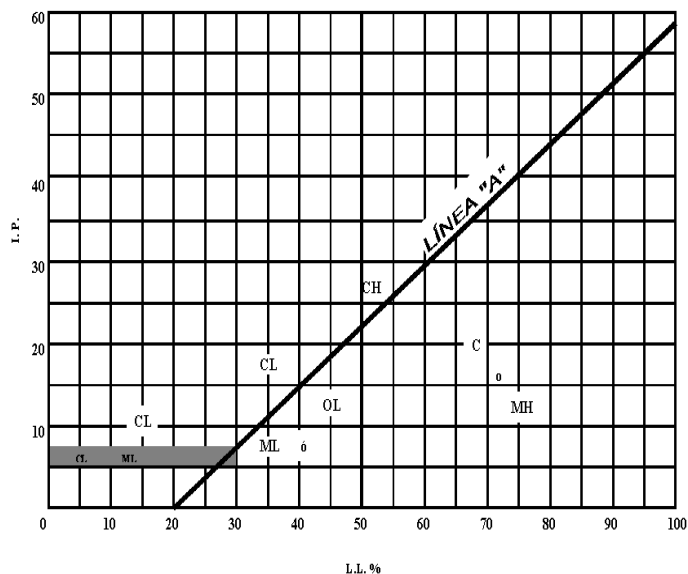
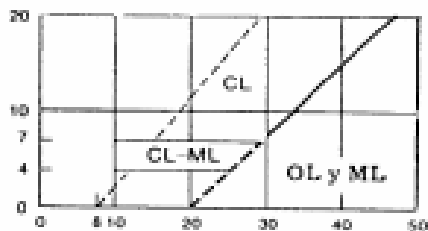


FIGURA H
Detalle de clasificación en la zona de LL < 30 y el IP < 10.⁵⁶



⁵⁵ Folleto anónimo.

⁵⁶ Folleto anónimo.

FIGURA I
Relaciones geométricas de las secciones transversales más frecuentes.⁵⁷






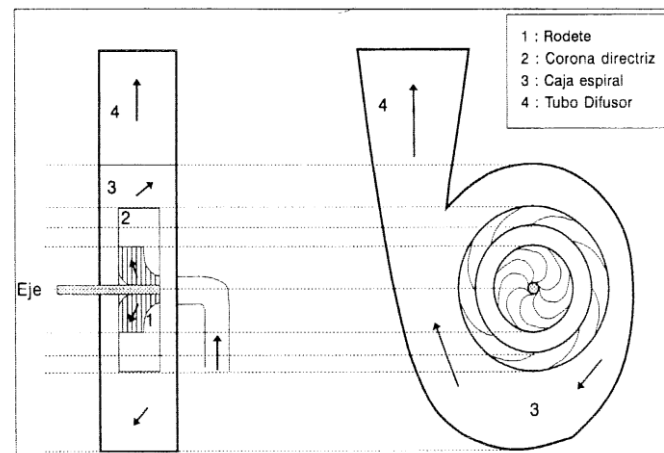
Sección	Área hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
Rectangular 	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
Trapezoidal 	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
Triangular 	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
Circular 	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\frac{\text{sen}\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
Parabólica 	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

FIGURA J
Elementos constitutivos de una bomba centrífuga.⁵⁸



⁵⁷ <http://www.monografias.com/trabajos19/canales/canales.shtml#elemen>. Ing. Harvey Condori Luque Perú - Puno – diciembre de 2004.

⁵⁸ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 121.

FIGURA K
Elementos de una estación de bombeo.⁵⁹

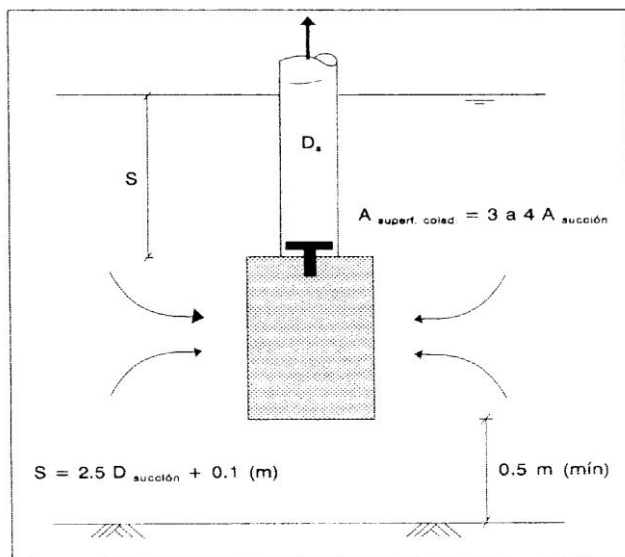
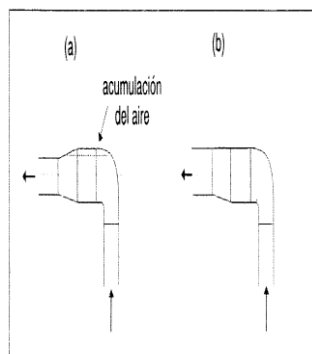


FIGURA L
Válvula de pie con coladera.⁶⁰



⁵⁹ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 124.

⁶⁰ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 125.

FIGURA M
a) Reducción excéntrica b) Reducción concéntrica.⁶¹

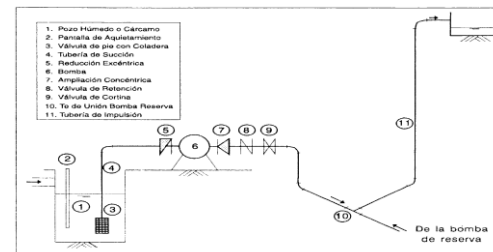
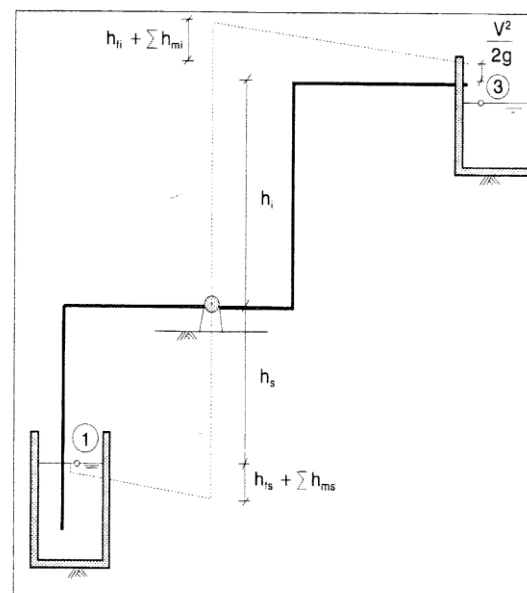


FIGURA N
Línea de energía en el esquema de bombeo con cabeza de succión negativa.⁶²



⁶¹ Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 126.

⁶² Diseño de acueductos y alcantarillados. Ricardo López Cualla. 2da edición. Alfaomega 1999. Pág. 129.

FIGURA Ñ
Diferentes tipos de impelente y su relación con la velocidad específica.⁶³

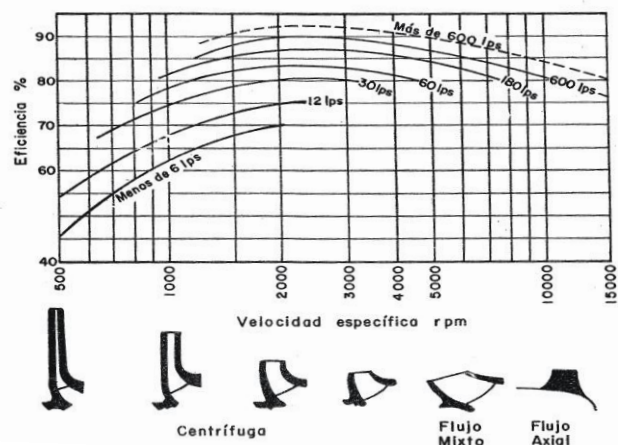
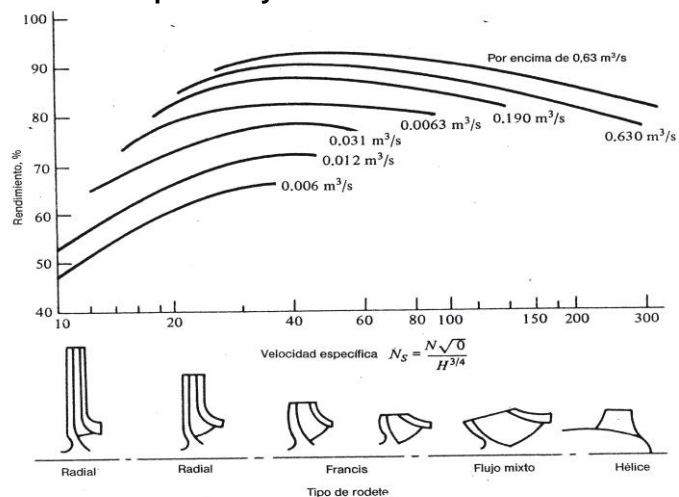


FIGURA O: Rendimiento de la bomba respecto a la velocidad específica y al tamaño de la bomba.⁶⁴



⁶³ Ingeniería Sanitaria. Redes de alcantarillado y bombas de aguas residuales. Metcalf & Eddy. Inc Editorial Labor S.A Barcelona 1985 1ra Edición. Pag. 100

⁶⁴ Ibid Pag. 300

FIGURA P
Carcasas de bombas⁶⁵

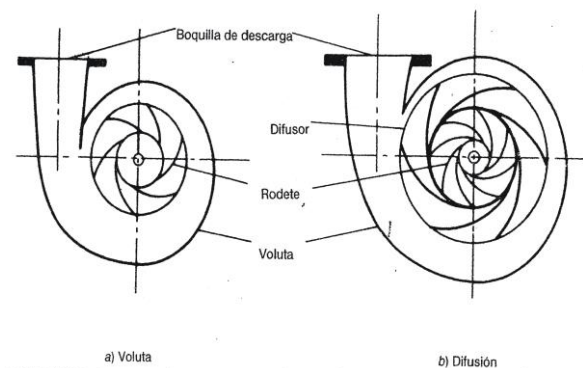


FIGURA Q
Rodetes típicos utilizados en bombas centrífugas.⁶⁶

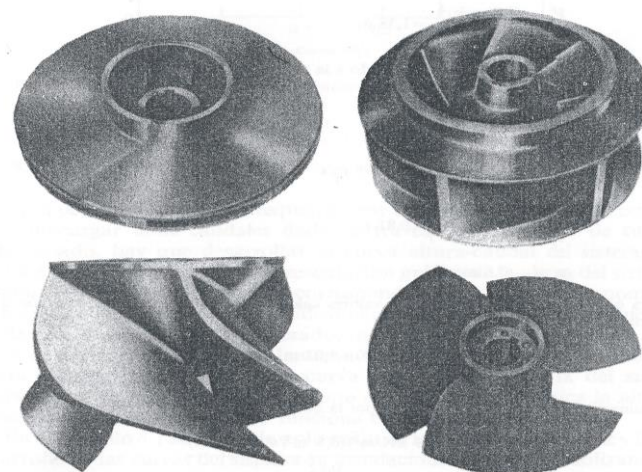
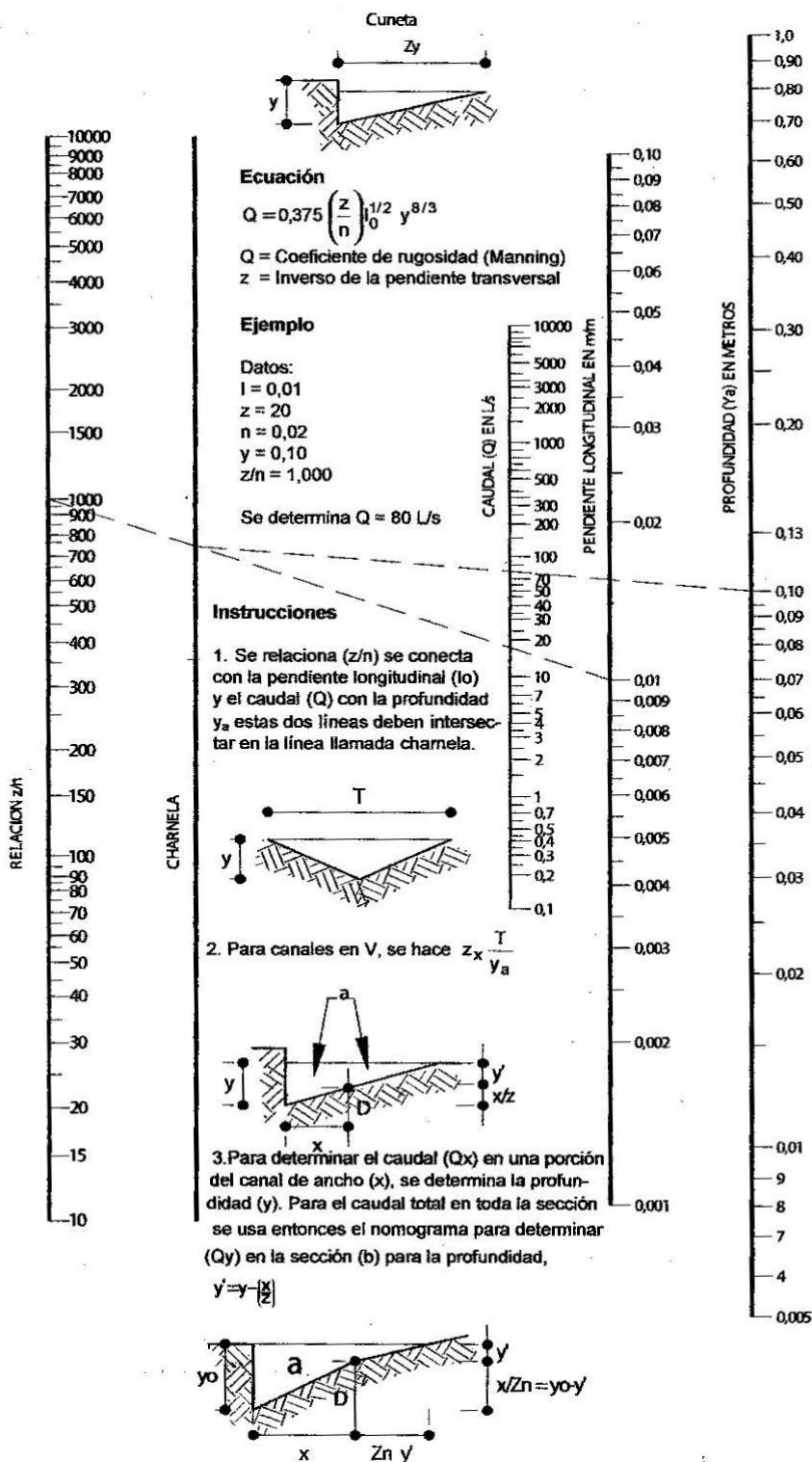


Fig. 8.6 Rodetes típicos utilizados en bombas centrífugas: a) cerrado de aspiración simple; b) cerrado de aspiración doble tipo Francis; c) abierto de flujo mixto; d) de flujo axial (hélice). (Cortesía de Worthington Pump, Inc.)

⁶⁵ Ibid Pag. 299

⁶⁶ Ibid Pag. 299

FIGURA R
Nomograma de Izzard para el cálculo de cunetas o canales triangulares.⁶⁷



⁶⁷ Reglamento técnico de diseño de cunetas y sumideros. Instituto Boliviano de Normalización y calidad. Abril 2007. Pág. 195

FIGURA S
Factor de reducción F .⁶⁸

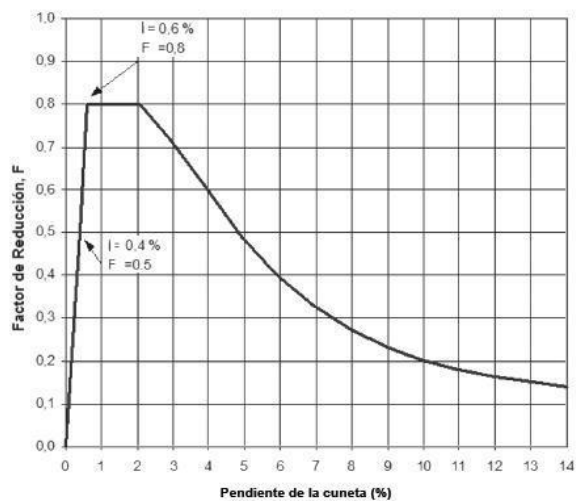
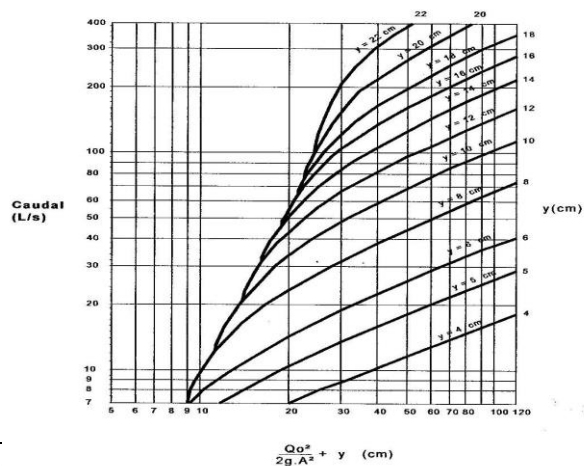


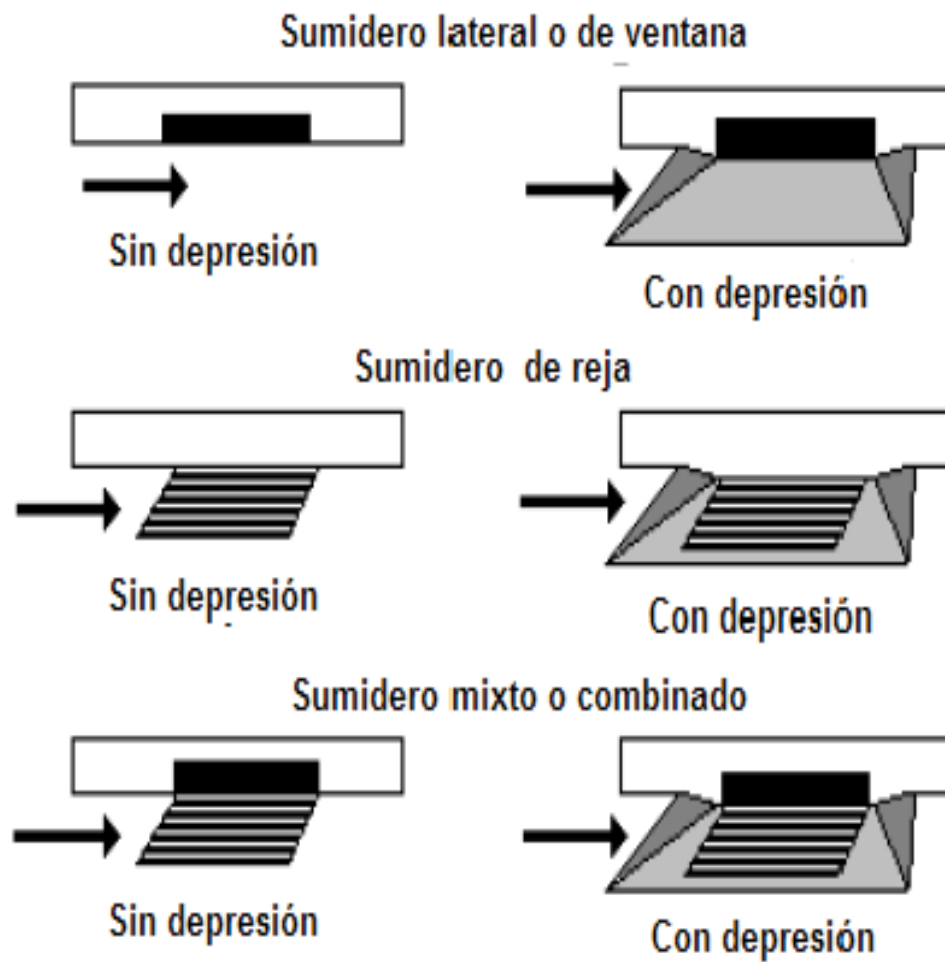
FIGURA T
Clasificación de sumideros de acuerdo a la abertura o entrada.⁶⁹



⁶⁸ Ibid.

⁶⁹ Ibid. Pág. 203

FIGURA U
“ y ” en función de E y Q_o .⁷⁰



⁷⁰ Ibid. Pág. 210.



APENDICE E: Evaluación de Impacto Ambiental.

Identificaciones de acciones que puedan causar impactos.

A continuación se presenta una lista con los factores ambientales que pueden ser afectados por el proyecto y los impactos más importantes que se producen con su implementación; para etapa del proyecto: sin alcantarillado sanitario y drenaje pluvial (S.A.D.), construcción (C), Funcionamiento (F), así como las acciones que pueden afectar a dicho factor ambiental acompañada de una descripción breve de la que forma en que se generan los impactos.

E.1 Símbolos y valores de importancia de los Impactos.

SIGNO	INTENSIDAD (I)
➤ Impacto ambiental beneficioso.....(+)	➤ Baja.....1
➤ Impacto ambiental perjudicial.....(-)	➤ Media.....2
	➤ Alta.....4
	➤ Muy alta.....8
	➤ Total.....16
EXTENSION (E)	MOMENTO (M)
➤ Puntual.....1	➤ Largo plazo.....1
➤ Parcial.....2	➤ Mediano plazo.....2
➤ Extenso.....4	➤ Inmediato.....3
➤ Total.....8	➤ Crítico.....+1, +4
➤ Crítico.....>8	
PERSISTENCIA (P) (Permanencia del efecto)	REVERSIBILIDAD (R) (Reconstrucción)
➤ Fugaz.....1	➤ Corto plazo.....1
➤ Temporal.....2	➤ Mediano plazo.....2
➤ Pertinaz.....4	➤ Largo plazo.....4
➤ Permanente.....8	➤ Irreversible.....8
	➤ Irrecuperable.....20
IMPORTANCIA $\pm (3I+2E+M+P+R)$	

E.2 identificación de impactos y acciones que lo generan

Factor ambiental	Fases del proyecto			Acciones del proyecto que generan al impacto	Observaciones
	S.A.D	C	F		
1. AIRE					
Contaminación del aire por SOx, NOx, Co, HC, CH4, H2S		-		Combustión, transporte, gases y depósito del material selecto.	La afectación a la atmósfera es un impacto ambiental que se hará sentir en pequeña escala, sobre todo en la construcción del proyecto. Finalizada esta etapa, la calidad del aire es un aspecto que recibirá la atención de los administradores del desarrollo de calidad que exigen los usuarios del proyecto.
Contaminación térmica		-		Uso de máquina en el transporte de material de relleno y la compactación del área.	
Contaminación microbiológica	-		+	Gases producidos por la descomposición de la materia orgánica, arrastres de microorganismos por el viento.	
Contaminación por ruidos		-		Uso de máquinas pesadas.	
Visibilidad		-	+	Contaminación por partículas de polvo producto del movimiento de tierra, transporte de materiales. Gases generados por la maquinaria pesada.	
Contaminación por olores	-	-	+	Descomposición de la materia orgánica, corrientes de aguas crudas en alcantarillas, utilización de aceite, combustibles productos químicos.	
Microclima	-		+	La proliferación de agentes causantes de enfermedades.	
2. SUELO					
Modificación de las características físico-químicas.		-		Contaminación por derrame de combustible, cementaciones, vertidos de aceite, grasas lubricantes.	Durante la fase de construcción del proyecto se requerirá realizar movimientos de tierra para la excavación y nivelación del terreno



				donde se asentarán las tuberías de la red de alcantarillado sanitario, así como del de drenaje pluvial.	
Erosión y remoción del suelo.		-		Zanjeo. Movimiento de tierra para despejar estructura existente. Luego de entrar en la nivelación y compactación por el paso de maquinaria pesada, transporte de materiales.	
Charcas y erosión del suelo.	-		+	Erosión del suelo y aparición de charcas después de lluvias y limpieza de casas y/o porches.	
3. AGUA					
Inundaciones	-		+	Casas en riesgos de las zonas más bajas por lluvia.	
Calidad del agua subterránea.	-	-	+	Infiltración de aguas residuales crudas y desechos de letrinas que contaminan el nivel freático.	
4. MEDIO PERCEPTUAL					
Estética	-	-	+	Eliminación de las aguas servidas y desechos en las calles.	
5. MEDIO SOCIO-ECONOMICO					
USOS A TERRITORIOS					
Uso de suelo		-	+	Construcción del sistema de alcantarillado y disposición de tierra excavada y residuos de limpieza de alcantarillado y drenaje pluvial.	
CULTURAL					
Estilo de vida	-	+	+	Disposición y recolección de las aguas residuales que mejorarán el estilo de vida de la población.	
Nivel cultural	-	+	+	Desarrollo urbano, nueva infraestructura, oportunidad de empleo.	
INFRAESTRUCTURA					

Vías de acceso		-		Construcción de infraestructura, transporte de materiales de construcción, maquinaria pesada, servicios públicos en general, zanjeo, colocación de tubos.	
Tránsito Vehicular		-		Infraestructura, transporte de materiales, zanjeo, colocación de tuberías, construcción.	
Red de saneamiento			+	Red de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial.	
ASPECTOS HUMANOS					
Calidad de vida	-		+	Urbanización, saneamiento del área, programas de salud, sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial.	
Afectaciones a la salud	-	-	+	Enfermedades de origen hídrica, de tipo temporal por movimiento de tierra, cementaciones, ruidos de maquinarias.	
Seguridad		-	+	Movimiento, maquinaria trabajando, cementaciones, gases de combustión, zanjeo, contaminación microbiológica, ventilación.	
Riesgo profesional		-	+	Máquinas trabajando, limpieza del sistema de alcantarillado sanitario, disposición de tierra producto de excavaciones, traslado de materiales.	
ECONOMIA Y POBLACION					
Declaración de utilidad pública.			+	Construcción de red de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial.	
Densidad poblacional del área.			+	Crecimiento urbano y poblacional, sistema de alcantarillado sanitario.	
Empleos fijos.			+	Mantenimiento de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial.	
Empleos temporales		+		Etapa de construcción del alcantarillado sanitario y drenaje pluvial.	
Núcleos de población.			+	Aumento en el valor de la tierra, compra y venta de terrenos.	
Servicios			+	Construcción del sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial.	



Rentabilidad			+	Valor de la tierra, compra y venta de terrenos.	
Consumo de agua		-	-	Construcción del sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, aumento poblacional y migración.	
Urbanización			+	Construcción del sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, aumento poblacional, migración, mejoras en los servicios básicos existentes.	
Beneficios.	-	+	+	Salud para la población, disminución de inversión económica para la salud en ese sector, más productividad, mejores condiciones de vida.	

E.3 Matriz de importancia de alcantarillado sanitario.

	Etapa de construcción						Etapa de operación					
	Intensidad	Extensión	Momento	Persistencia	Reversibilidad	Importancia	Intensidad	Extensión	Momento	Persistencia	Reversibilidad	Importancia
AIRE												
Temperatura	-1	-2	-2	-2	-1	-12						
Contaminación por ruidos	-8	-4	-4	-2	-1	-39						
Visibilidad	-4	-2	-4	-4	-2	-26						
Contaminación por olores	-1	-1	-4	-1	-1	-11	8	4	4	8	8	52
Contaminación por partículas	-8	-4	-4	-2	-1	-39						
SUELO												
Modificación de características y erosión	-2	-2	-4	-1	-1	-16						
Contaminación de suelo y subsuelo por derrame de combustibles.	-1	-1	-2	-8	-4	-19						

AGUA												
Calidad del agua subterránea.	-1	-2	-1	-4	-4	-16	4	2	1	4	4	25
MEDIO PERCEPTUAL												
Estética	-2	-2	-4	-2	-1	-17	4	4	1	4	4	29
MEDIO SOCIO-ECONOMICO												
Desarrollo Urbano residencial permanente.							2	2	2	8	4	24
Estilo de vida							8	2	4	8	4	44
Nivel cultural							1	2	2	8	4	21
Afectaciones en la salud de los trabajadores y población de los barrios aledaños.	-1	-1	-4	-2	-1	-12						
Empleos temporales.	4	2	4	2	2	24						
Consumo de agua potable.							-4	-2	-4	-8	-8	-36
SALUD												
Calidad sanitaria del ambiente local	-1	-2	-2	-2	-1	-12	8	4	4	8	4	48
Saneamiento e higiene de la comunidad.							8	4	4	8	4	48
Salud de la población.	-1	-2	-2	-2	-1	-12	8	4	4	8	4	48
Bienestar social.	-1	-2	-2	-2	-1	-12	8	4	4	8	4	48



E.4 Orden de los impactos en la Etapa de construcción del Alcantarillado sanitario.

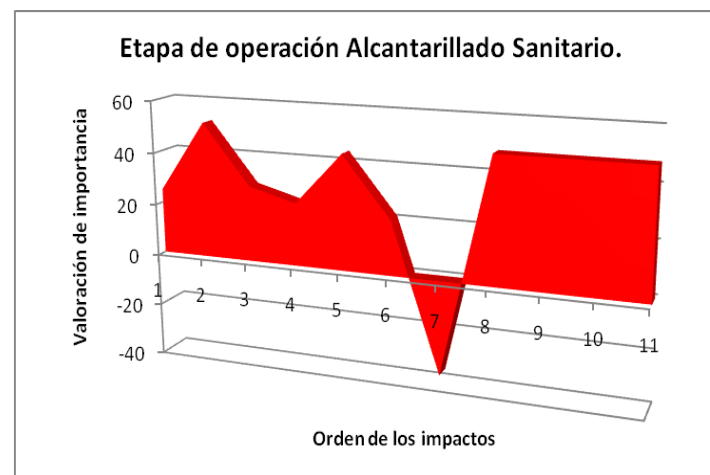
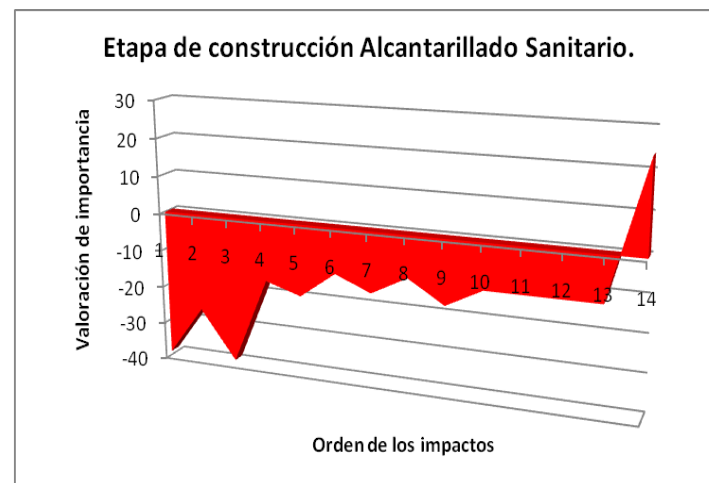
Nombre del factor impactado.	Valoración de importancia.	Orden de impactos.
Temperatura	-12	6
Contaminación por ruidos	-39	1
Visibilidad	-26	2
Contaminación por olores	-11	8
Contaminación por partículas	-39	3
Modificación de características y erosión	-16	4
Contaminación de suelo y subsuelo por derrame de combustibles.	-19	5
Calidad del agua subterránea.	-16	7
Estética	-17	9
Afectaciones en la salud de los trabajadores y población de los barrios aledaños.	-12	10
Empleos temporales.	24	14
Calidad sanitaria del ambiente local	-12	11
Salud de la población.	-12	12
Bienestar social.	-12	13

E.5 Orden de los impactos en la Etapa de operación del Alcantarillado sanitario.

Nombre del factor impactado.	Valoración de importancia.	Orden de impactos.
Reducción de olores	52	2
Calidad del agua subterránea.	25	1
Estética	29	3
Desarrollo Urbano residencial permanente.	24	4
Estilo de vida	44	5
Nivel cultural	21	6
Consumo de agua potable.	-36	7
Calidad sanitaria del ambiente local	48	8

Saneamiento e higiene de la comunidad.	48	9
Salud de la población.	48	10
Bienestar social.	48	11

E.6 Gráficas de balance de impactos para Alcantarillado sanitario.



**E.7 Matriz de importancia de drenaje pluvial.**

	Etapa de construcción						Etapa de operación					
	Intensidad	Extensión	Momento	Persistencia	Reversibilidad	Importancia	Intensidad	Extensión	Momento	Persistencia	Reversibilidad	Importancia
AIRE												
Temperatura	-1	-1	-2	-1	-1	-9						
Contaminación por ruidos	-8	-4	-4	-2	-1	-39						
Visibilidad	-2	-1	-4	-4	-1	-17						
Contaminación por partículas	-8	-4	-4	-2	-1	-39						
SUELO												
Modificación de características y erosión	-2	-2	-4	-1	-1	-16						
Contaminación de suelo y subsuelo por derrame de combustibles.	-1	-1	-2	-8	-4	-19						
Charcas y erosión.	-4	-8	-2	-8	-8	-46	4	8	4	8	4	44
AGUA												
Inundaciones	-1	-2	-4	-8	-8	-27	16	8	4	8	4	80
MEDIO SOCIO-ECONOMICO												
Desarrollo Urbano residencial							2	2	2	8	4	24

permanente.												
Estilo de vida							8	2	4	8	4	44
Nivel cultural							1	2	2	8	4	21
Afectaciones en la salud de los trabajadores y población de los barrios aledaños.	-1	-1	-4	-2	-1	-12						
Empleos temporales.	4	2	4	2	2	24						
SALUD												
Salud de la población.	-1	-2	-2	-2	-1	-12	8	4	4	8	4	48
Bienestar social.	-1	-2	-2	-2	-1	-12	8	4	4	8	4	48

E.8 Orden de los impactos en la Etapa de construcción del drenaje pluvial.

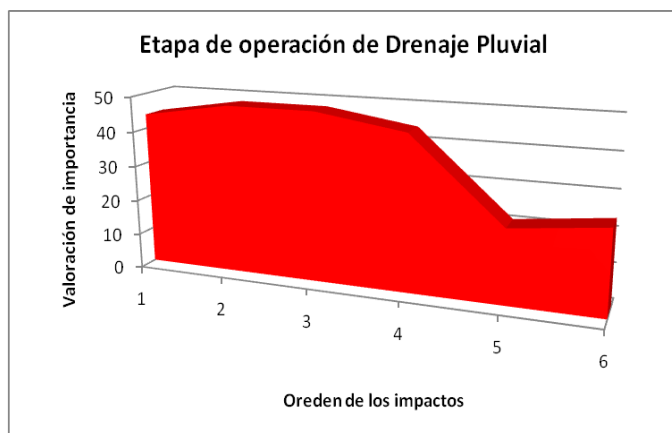
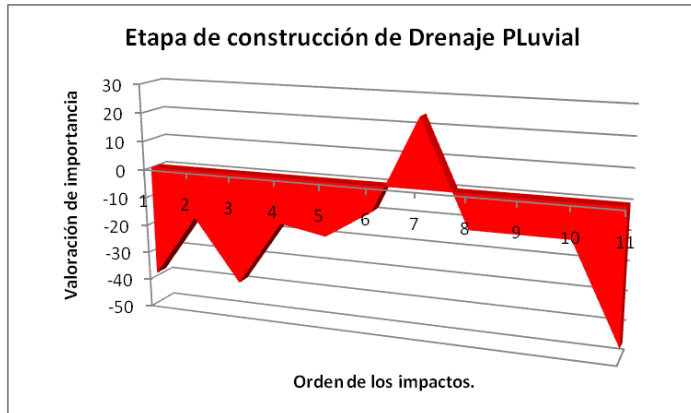
Nombre del factor impactado.	Valoración de importancia.	Orden de impactos.
Temperatura	-9	6
Contaminación por ruidos	-39	1
Visibilidad	-17	2
Contaminación por partículas	-39	3
Modificación de características y erosión	-16	4
Contaminación de suelo y subsuelo por derrame de combustibles.	-19	5
Charcas y erosión.	-46	11
Afectaciones en la salud de los trabajadores y población de los barrios aledaños.	-12	9
Empleos temporales.	24	7
Salud de la población.	-12	8
Bienestar social.	-12	10



E.9 Orden de los impactos en la Etapa de operación del drenaje pluvial.

Nombre del factor impactado.	Valoración de importancia.	Orden de impactos.
Charcas y erosión.	44	1
Desarrollo Urbano residencial permanente.	24	6
Estilo de vida	44	4
Nivel cultural	21	5
Salud de la población.	48	3
Bienestar social.	48	2

E.10 Gráficas de balance de impactos para drenaje pluvial.



E.11 Medidas de mitigación en las diferentes fases del proyecto.

Acción impactante	Medida de mitigación	Fase de construcción	Fase de operación
Movimiento de tierra, zanjeo, cementaciones: Riesgo de accidente.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Respetar normas técnicas de construcción de ENACAL, por lo que no se deberá permitir tener zanjas abiertas por más de tres días antes de la colocación de las tuberías. ➤ Rellenar zanjas a más tardar 24 horas después de haber sido aprobada por el supervisor. ➤ La longitud de las zanjas no deberán exceder más de 100 metros. ➤ Colocar señales preventivas, cintas de seguridad. ➤ Crear vías de acceso para evitar congestionamiento de vehículos. ➤ Crear puentes peatonales seguros. ➤ Para evitar derrumbes en las excavaciones se deberá colocar ademes en profundidades mayores a 2 metros. 	X	
Gases de combustión (SOx, NOx, Co, HC, H ₂ S)	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Para minimizar el efecto se deberá garantizar que la maquinaria utilizada esté en buen estado. 	X	
Ruidos y vibraciones	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Los trabajadores deberán usar guantes y orejeras. ➤ Los vehículos, maquinarias y equipo se les deberá dar mantenimiento constante. 	X	
Emisión de polvo	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Utilizar camiones cisternas para reducir la producción del polvo. 	X	



Infiltración de aguas residuales crudas	➤ Dar mantenimiento al sistema de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial: sellar las tuberías selladas y si el daño es mayor reemplazar la tubería, las tapas de los pozos de visita deberán estar selladas para evitar la infiltración de aguas pluviales.		X
Mayor consumo de agua potable por la construcción del sistema de alcantarillado sanitario	➤ Divulgar medidas de ahorro de agua para concientizar a la población.		X
Higiene y seguridad	➤ La supervisión deberá garantizar y cuidar el empleo del equipo de protección y seguridad tales como. Casco o gorras, guantes, uniformes, orejeras, máscara para reducir riesgos de cortaduras, infecciones, aspiraciones de sustancias tóxicas.	X	X



APENDICE F: Presupuesto del Proyecto.

PRESUPUESTO DE OBRA

PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y DRENAJE PLUVIAL.
BARRIO VILLA VALLARTA DE LA CIUDAD DE MANAGUA

UBICACIÓN: CONTIGUO A LA COMPAÑÍA CERVECERA DE NICARAGUA

Presenta: Br. José Manuel Jáenz Acevedo.
Br. Luis Carlos Luis Lazo

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
ALCANTARILLADO SANITARIO				
Preliminares				
Limpieza inicial en Derecho de Vía	ml	1.603,010	5,000	C\$ 8.015,050
Trazo y nivelación	ml	1.603,010	7,000	C\$ 11.221,070
Rotulo Alusivo del Proyecto	c/u	1,000	C\$ 2.000,000	C\$ 2.000,000
Facilidades Temporales (Champas)	glb	1,000	C\$ 8.000,000	C\$ 8.000,000
Cercado con madera y zinc el area de la champa	glb	1,000	C\$ 15.000,000	C\$ 15.000,000
Instalaciones Provisionales de Energía Eléctrica	glb	1,000	C\$ 3.000,000	C\$ 3.000,000
Instalaciones Provisionales de Agua Potable	glb	1,000	C\$ 800,000	C\$ 800,000
Letrina Provisional (Tipo Mapreco)	mes	5,000	C\$ 300,000	C\$ 1.500,000
Sub-total:				C\$ 49.536,120
Sist. De colectoras (principal y secundaria)				
Prueba de exfiltración tubería de 150 mm	ml	1.523,464	C\$ 0,600	C\$ 914,078
Prueba de exfiltración tubería de 200 mm	ml	79,546	C\$ 0,700	C\$ 55,682
Sub-total:				C\$ 969,761
Tubería de 150 mm de diámetro				
Excavación				
Profundidad de 1,00 a 2,00 m	m ³	879,006	C\$ 50,960	C\$ 44.794,146
Profundidad de 2,01 a 3,00 m	m ³	342,034	C\$ 65,510	C\$ 22.406,647
Profundidad de 3,01 a 4,00 m	m ³	88,184	C\$ 87,220	C\$ 7.691,408
Instalación y suministro de tubería de 150 mm SDR-41	ml	1.523,464	C\$ 137,458	C\$ 209.412,315
Relleno y Compactación con material del sitio	m ³	1.190,586	C\$ 6,000	C\$ 7.143,516
Acarreo de arena	m ³	91,646	C\$ 269,320	C\$ 24.682,101
Botar tierra sobrante de Excavación	m ³	118,638	C\$ 43,100	C\$ 5.113,298
Afinado de fondo de zanjas	ml	1.523,464	C\$ 1,740	C\$ 2.650,827
Acuñado de tuberías	ml	1.523,464	C\$ 2,630	C\$ 4.006,710
Hacer media caña	ml	1.523,464	C\$ 1,740	C\$ 2.650,827
Sub-total:				C\$ 330.551,796
Tubería de 200 mm de diámetro				
Excavación				
Profundidad de 3,01 a 4,00 m	m ³	127,281	C\$ 87,220	C\$ 11.101,449
Instalación y suministro de tubería de 200 mm SDR-41	ml	79,546	C\$ 471,167	C\$ 37.479,450
Relleno y Compactación con material del sitio	m ³	119,824	C\$ 6,000	C\$ 718,944
Acarreo de arena	m ³	4,894	C\$ 269,320	C\$ 1.318,052
Botar tierra sobrante de Excavación	m ³	7,457	C\$ 43,100	C\$ 321,397
Afinado de fondo de zanjas	ml	79,546	C\$ 1,740	C\$ 138,410
Acuñado de tuberías	ml	79,546	C\$ 2,630	C\$ 209,206
Hacer media caña	ml	79,546	C\$ 3,140	C\$ 249,774
Sub-total:				C\$ 51.536,682
Pozos de visita				



Excavación, relleno y compactación	m ³	62,803	C\$ 277,010	C\$ 17.397,059
PVS de 0,00 a 2,00 m	c/u	24,000	C\$ 7.421,700	C\$ 178.120,800
PVS de 2,01 a 3,00 m	c/u	5,000	C\$ 10.991,410	C\$ 54.957,050
PVS de 3,01 a 4,00	c/u	4,000	C\$ 12.187,720	C\$ 48.750,880
Sub-total:				C\$ 299.225,789
Pozos de visita con caídas				
PVS de 0,60 a 3,81 m tubo PVC de 150 mm	c/u	4,000	C\$ 2.937,910	C\$ 11.751,640
Sub-total:				C\$ 11.751,640
Conexiones				
Conexiones domiciliarias de 10 mm PVC c/C.R.	c/u	358,000	C\$ 2.984,940	C\$ 1.068.608,520
Sub-total:				C\$ 1.068.608,520
			TOTAL:	C\$ 1.812.180,308
DRENAJE PLUVIAL				
Preliminares				
Limpieza inicial en Derecho de Via	ml	1.325,992	C\$ 5,000	C\$ 6.629,960
Trazo y nivelación	ml	1.325,992	C\$ 7,000	C\$ 9.281,944
Sub-total:				C\$ 15.911,904
Sist. De colectoras (principal y secundaria)				
Prueba de exfiltración tubería de 350 mm	ml	128,042	C\$ 2,000	C\$ 256,084
Prueba de exfiltración tubería de 450 mm	ml	1.022,803	C\$ 3,000	C\$ 3.068,409
Prueba de exfiltración tubería de 500 mm	ml	154,886	C\$ 3,800	C\$ 588,567
Prueba de exfiltración tubería de 600 mm	ml	20,261	C\$ 4,000	C\$ 81,044
Sub-total:				C\$ 3.994,104
Tubería de 350 mm de diámetro				
Excavación				
Profundidad de 1,00 a 2,00 m	m ³	89,845	C\$ 50,960	C\$ 4.578,501
Instalación y suministro de tubería de 350 mm SDR-41	ml	128,042	C\$ 650,350	C\$ 83.272,115
Relleno y Compactación con material del sitio	m ³	69,844	C\$ 6,000	C\$ 419,064
Acarreo de arena	m ³	7,682	C\$ 269,320	C\$ 2.068,916
Botar tierra sobrante de Excavación	m ³	20,001	C\$ 43,100	C\$ 862,043
Afinado de fondo de zanjas	ml	128,042	C\$ 1,900	C\$ 243,280
Acuñado de tuberías	ml	128,042	C\$ 2,850	C\$ 364,920
Hacer media caña	ml	128,042	C\$ 3,800	C\$ 486,560
Sub-total:				C\$ 92.295,398
Tubería de 450 mm de diámetro				
Excavación				
Profundidad de 1,00 a 2,00 m	m ³	732,471	C\$ 50,960	C\$ 37.326,722
Instalación y suministro de tubería de 450 mm SDR-41	ml	1.022,803	C\$ 690,200	C\$ 705.938,631
Relleno y Compactación con material del sitio	m ³	508,447	C\$ 6,000	C\$ 3.050,682
Acarreo de arena	m ³	61,364	C\$ 269,320	C\$ 16.526,552
Botar tierra sobrante de Excavación	m ³	224,024	C\$ 43,100	C\$ 9.655,434
Afinado de fondo de zanjas	ml	1.022,803	C\$ 2,000	C\$ 2.045,606
Acuñado de tuberías	ml	1.022,803	C\$ 3,120	C\$ 3.191,145
Hacer media caña	ml	1.022,803	C\$ 4,150	C\$ 4.244,632
Sub-total:				C\$ 781.979,405
Tubería de 500 mm de diámetro				
Excavación				
Profundidad de 1,00 a 2,00 m	m ³	162,101	C\$ 50,960	C\$ 8.260,667
Instalación y suministro de tubería de 500 mm SDR-41	ml	154,886	C\$ 749,133	C\$ 116.030,214
Relleno y Compactación con material del sitio	m ³	122,397	C\$ 254,780	C\$ 31.184,308
Acarreo de arena	m ³	9,293	C\$ 269,320	C\$ 2.502,791
Botar tierra sobrante de Excavación	m ³	39,704	C\$ 43,100	C\$ 1.711,242
Afinado de fondo de zanjas	ml	154,891	C\$ 2,560	C\$ 396,521
Acuñado de tuberías	ml	154,891	C\$ 3,860	C\$ 597,879



Hacer media caña	ml	154,891	C\$ 4,840	C\$ 749,672
Sub-total:				C\$ 161.433,294
Tubería de 600 mm de diámetro				
Excavación				
Profundidad de 1,00 a 2,00 m	m ³	15,004	C\$ 50,960	C\$ 764,604
Instalación y suministro de tubería de 600 mm SDR-41	ml	20,261	C\$ 800,350	C\$ 16.215,891
Relleno y Compactación con material del sitio	m ³	8,060	C\$ 254,780	C\$ 2.053,527
Acarreo de arena	m ³	1,216	C\$ 269,320	C\$ 327,493
Botar tierra sobrante de Excavación	m ³	6,944	C\$ 43,100	C\$ 299,286
Afinado de fondo de zanjas	ml	20,261	C\$ 3,000	C\$ 60,783
Acuñado de tuberías	ml	20,261	C\$ 4,100	C\$ 83,070
Hacer media caña	ml	20,261	C\$ 5,140	C\$ 104,142
Sub-total:				C\$ 19.908,796
Pozos de visita				
Excavación, relleno y compactación	m ³	21,797	C\$ 277,010	C\$ 6.037,987
PVS de 0,00 a 2,00 m	c/u	15,000	C\$ 7.421,700	C\$ 111.325,500
Sub-total:				C\$ 117.363,487
Tragantes, cunetas y cabezal de entrega				
Excavación tragante sencillo 1 m	m ³	1,000	C\$ 277,010	C\$ 277,010
Excavación tragante sencillo 0,9 m	m ³	7,200	C\$ 277,010	C\$ 1.994,472
Excavación tragante doble 1 m	m ³	21,250	C\$ 277,010	C\$ 5.886,463
Excavación tragante doble 0,9 m	m ³	6,900	C\$ 277,010	C\$ 1.911,369
Profundidad tubería 350 mm de 1,00 a 2,00 m	m ³	53,379	C\$ 50,960	C\$ 2.720,194
Profundidad tubería 450 mm de 1,00 a 2,00 m	m ³	115,225	C\$ 50,960	C\$ 5.871,866
Instalación y suministro de tubería de 350 mm SDR-41	ml	59,310	C\$ 650,350	C\$ 38.572,259
Instalación y suministro de tubería de 450 mm SDR-41	ml	128,028	C\$ 690,200	C\$ 88.364,926
Instalación y suministro de tragante doble 1 m	c/u	17,000	C\$ 830,000	C\$ 14.110,000
Instalación y suministro de tragante doble 0,9 m	c/u	6,000	C\$ 770,000	C\$ 4.620,000
Instalación y suministro de tragante sencillo 1 m	c/u	1,000	C\$ 620,000	C\$ 620,000
Instalación y suministro de tragante sencillo 0,9 m	c/u	8,000	C\$ 580,000	C\$ 4.640,000
Relleno y Compactación con material del sitio	m ³	132,420	C\$ 254,780	C\$ 33.737,968
Acarreo de arena	m ³	10,120	C\$ 269,320	C\$ 2.725,518
Botar tierra sobrante de Excavación	m ³	36,180	C\$ 43,100	C\$ 1.559,358
Afinado de fondo de zanjas	ml	187,340	C\$ 2,000	C\$ 374,680
Acuñado de tuberías	ml	187,340	C\$ 3,120	C\$ 584,501
Hacer media caña	ml	187,340	C\$ 4,150	C\$ 777,461
Construcción e instalación de cunetas	ml	3.700,000	C\$ 145,000	C\$ 536.500,000
Construcción e instalación de cabezal de entrega	c/u	1,000	C\$ 2.300,000	C\$ 2.300,000
Sub-total:				C\$ 748.148,043
			TOTAL:	C\$ 1.941.034,432
ESTACION DE BOMBEO E IMPULSION				
Preliminares				
Limpieza inicial en Derecho de Via	ml	539,704	C\$ 1,500	C\$ 809,556
Trazo y nivelación	ml	539,704	C\$ 3,500	C\$ 1.888,964
Sub-total:				C\$ 2.698,520
Tubería de 6 plg de diámetro				
Excavación				
Profundidad de 1,00 a 2,00 m	m ³	323,822	C\$ 50,960	C\$ 16.501,969
Instalación y suministro de tubería de 6 plg SDR-26	ml	500,000	C\$ 105,124	C\$ 52.562,000
Valvula de check 2" HF	c/u	2,000	C\$ 7.280,000	C\$ 14.560,000
Valvula de compuerta de 6" HF	c/u	1,000	C\$ 4.256,840	C\$ 4.256,840
Tubería de 6" HF	ml	6,000	C\$ 6.785,000	C\$ 40.710,000
Union dresser de 6" HF	c/u	1,000	C\$ 2.044,700	C\$ 2.044,700
Valvula de aire de 1"	c/u	2,000	C\$ 4.379,200	C\$ 8.758,400



Codo de 90° x 6" HF	c/u	4,000	C\$ 7.055,250	C\$ 28.221,000
Codo de 45° x 6" HF	c/u	2,000	C\$ 7.055,250	C\$ 14.110,500
Codo de 30° x 6" HF	c/u	1,000	C\$ 7.055,250	C\$ 7.055,250
Relleno y Compactación con material del sitio	m³	239,510	C\$ 254,780	C\$ 61.022,358
Acarreo de arena	m³	32,380	C\$ 269,320	C\$ 8.720,582
Botar tierra sobrante de Excavación	m³	84,308	C\$ 43,100	C\$ 3.633,675
Afinado de fondo de zanjas	ml	539,704	C\$ 1,740	C\$ 939,085
Acuñado de tuberías	ml	539,704	C\$ 2,630	C\$ 1.419,422
Hacer media caña	ml	539,704	C\$ 3,140	C\$ 1.694,671
Excavación de pozo húmedo y camara seca	m³	115,000	C\$ 150,000	C\$ 17.250,000
				C\$ 266.210,450
Sub-total:				
Otras obras				
Sistema de bombeo 321 gpm @ 45,7'	c/u	2,000	C\$ 244.247,200	C\$ 488.494,400
Panel dúplex eléctrico de arranque centripo	c/u	1,000	C\$ 70.150,000	C\$ 70.150,000
Base con codo de descarga y guías superior e inferior	c/u	2,000	C\$ 39.312,000	C\$ 78.624,000
Set de 4 boyas de control	c/u	1,000	C\$ 1.265,000	C\$ 1.265,000
Cadena de 3/8" x 15 pies con su grillete para izaje de bomba	c/u	2,000	C\$ 1.040,000	C\$ 2.080,000
Tubos de 2" galvanizados ced std para el guía riel	c/u	4,000	C\$ 2.185,000	C\$ 8.740,000
Generador de 35 KVA con losa de fundación	c/u	1,000	C\$ 9.700,000	C\$ 9.700,000
Banco de transformadores 3x10 kvs con accesorios	c/u	1,000	C\$ 2.960,000	C\$ 2.960,000
Poste de concreto tronco cónico	c/u	1,000	C\$ 1.000,000	C\$ 1.000,000
Luminaria	c/u	3,000	C\$ 600,000	C\$ 1.800,000
Cercado y portón de malla ciclón de 8 pies y tubos Hg. De 1 1/2"	ml	24,000	C\$ 500,000	C\$ 12.000,000
Pozo húmedo y cámara seca	c/u	1,000	C\$ 220.000,000	C\$ 220.000,000
Caseta	m2	22,000	C\$ 150.000,000	C\$ 3.300.000,000
Bloques de reacción para la sarta.	Glb	1,000	C\$ 410,000	C\$ 410,000
Sub-total:				C\$ 4.197.223,400
			TOTAL:	C\$ 4.466.132,370
OTROS				
Medidas de mitigación y prevención de accidentes				
Camión pipa para regar tierra excavada	Hrs	70,000	C\$ 603,200	C\$ 42.224,000
Señales de prevensión	Glb	10,000	C\$ 800,000	C\$ 8.000,000
Sub-total:				C\$ 50.224,000
Limpieza y entrega				
Limpieza final	ml	3.468,706	C\$ 6,160	C\$ 21.367,229
Entrega y Detalles	día	1,000	C\$ 7,160	C\$ 7,160
Sub-total:				C\$ 21.374,389
			TOTAL:	C\$ 71.598,389
			GRAN TOTAL:	C\$ 8.290.945,499
a) total de costos unitaris directos				C\$ 8.290.945,499
b) costos unitarios indirectos (19% "a")				C\$ 1.575.279,645
c) costos de administración y utilidades (10% "a")				C\$ 829.094,550
d) Precio de venta sin impuestos (a+b+c)				C\$ 10.695.319,694
e) Impuesto de la Alcaldía (1% "d")				C\$ 106.953,197
f) Impuesto general de venta (15% "d")				C\$ 1.604.297,954
g) impuesto sobre la renta (2% "d")				C\$ 213.906,394
Costo total del proyecto C\$				C\$ 12.620.477,239
Costo total del proyecto \$				\$ 578.920,974
Costo total del proyecto por persona \$				\$ 144,730



FOTO No. 1.
Entrada al Bo. Villa Vallarta (vista sur-norte).

APÉNDICE G: Fotos



FOTO No. 2.
Tanques de la cervecería (vista oeste-este).



FOTO No. 3.
Lago Managua (Extremo norte del Barrio).

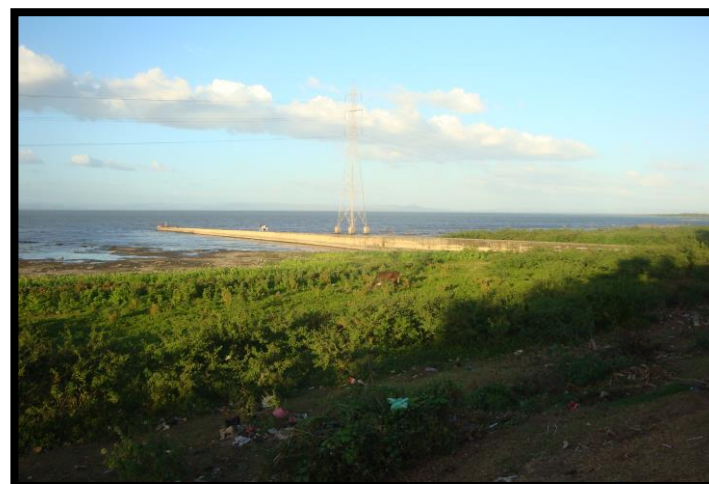


FOTO No. 4.
Límite sur del Barrio.

FOTO No. 5.

Límite Oeste del Barrio: cauce la Primavera y más a la izquierda Barrio la Primavera.



FOTO No. 6.

Predio vacío donde se construirá estación de bombeo y línea de conducción hacia cámara vórtex. Al fondo a la izquierda Barrio las Viudas.



FOTO No. 7.

Charcas por falta de drenaje pluvial en tiempos de lluvia.



FOTO No. 8.

Algunas casas corren riesgos de inundación en tiempos de lluvia por falta de un adecuado sistema drenaje pluvial.



FOTO No. 9.

Las aguas grises corren por las calles por falta de alcantarillado sanitario.



FOTO No. 10.

Algunos habitantes tienen sumideros, pero los que no tienen vierten las aguas por las calles.



FOTO No. 11.

La mayoría de la población usa letrinas, algunos tienen sumideros.



FOTO No. 12.

Cámara vórtex hacia donde serán bombeadas las aguas residuales.





FOTO No. 13.

Las aguas pluviales serán depositadas al cauce con cabezotes de entrega similares a éste, que también está en el cauce la Primavera frente al Barrio.



FOTO No. 14.

Algunas casas ubicadas junto al cauce están en continuo riesgo en tiempos de lluvia.



FOTO No. 15.

Estas casas están ubicadas dentro de los límites de la ley de costas.



FOTO No. 16.

Por aquí pasa el Interceptor No. 2 que va hacia la planta de tratamiento.





APÉNDICE H: Resultado del estudio de suelos.

H-1 ANALISIS GRANULOMETRICO SONDEO 1.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (MATERIAL LAVADO)								
Sondeo:		1		Localización:		Estación 0+826.921		Desviación: 1,0 m izq.
Estrato	Profundidad (m)	Malla	mm	% que pasa	Límites		Clasificación	Descripción
					LL	IP	SUCS	según SUCS
1	0-25	1 1/2	38,100	100	28	7	SC-SM	Arena arcillosa limosa con grava
		1	25,400	99				
		3/4	19,050	98				
		3/8	9,525	94				
		4	4,750	81				
		10	2,000	65				
		40	0,420	55				
		200	0,074	24				
2	25-40	1 1/2	38,100	100	25	6	SC-SM	Arena arcillosa limosa con grava
		1	25,400	99				
		3/4	19,050	98				
		3/8	9,525	93				
		4	4,750	85				
		10	2,000	67				
		40	0,420	36				
		200	0,074	19				
3	40-75	1 1/2	38,100	-	52	18	MH	Limo elástico granoso con arena
		1	25,400	-				
		3/4	19,050	100				
		3/8	9,525	98				
		4	4,750	94				
		10	2,000	87				
		40	0,420	75				
		200	0,074	66				
4	75-110	1 1/2	38,100	-	55	14	MH	Limo elástico granoso con arena
		1	25,400	-				
		3/4	19,050	-				
		3/8	9,525	100				
		4	4,750	96				
		10	2,000	84				
		40	0,420	63				
		200	0,074	51				
5	110-150	1 1/2	38,100	-	46	8	SM	Arena limosa
		1	25,400	100				
		3/4	19,050	99				
		3/8	9,525	98				
		4	4,750	93				
		10	2,000	68				
		40	0,420	38				
		200	0,074	24				



H-2. ANALISIS GRANULOMETRICO SONDEO 2.

ANALISIS GRANULOMETRICO (MATERIAL LAVADO)									
Sondeo:		2		Localización:		Estación 0+950		Desviación:	1,0 m izq.
Estrato	Profundidad (m)	Malla	mm	% que pasa	Límites		Clasificación	Descripción	
					LL	IP			
1	0-15	1 1/2	38,100	-	39	10	CL	Arcilla baja arenosa	
		1	25,400	-					
		3/4	19,050	100					
		3/8	9,525	98					
		4	4,750	93					
		10	2,000	86					
		40	0,420	75					
		200	0,074	66					
2	15-45	1 1/2	38,100	-	52	16	SM	Arena limosa con grava	
		1	25,400	100					
		3/4	19,050	96					
		3/8	9,525	85					
		4	4,750	73					
		10	2,000	68					
		40	0,420	65					
		200	0,074	48					
3	45-70	1 1/2	38,100	-	49	14	SM	Arena limosa con grava	
		1	25,400	-					
		3/4	19,050	-					
		3/8	9,525	100					
		4	4,750	78					
		10	2,000	56					
		40	0,420	42					
		200	0,074	32					
4	70-105	1 1/2	38,100	-	42	12	SM	Arena limosa con grava	
		1	25,400	-					
		3/4	19,050	100					
		3/8	9,525	98					
		4	4,750	88					
		10	2,000	76					
		40	0,420	47					
		200	0,074	29					
5	105-120	1 1/2	38,100	-	63	22	MH	Limo elástico con arena	
		1	25,400	-					
		3/4	19,050	100					
		3/8	9,525	99					
		4	4,750	96					
		10	2,000	91					
		40	0,420	81					
		200	0,074	73					
6	120-150	1 1/2	38,100	-	64	22	MH	Limo elástico arenoso con arena	
		1	25,400	-					
		3/4	19,050	100					
		3/8	9,525	99					
		4	4,750	98					
		10	2,000	75					
		40	0,420	57					
		200	0,074	50					